

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA



MÁSTER OFICIAL “TÉCNICAS Y SISTEMAS DE EDIFICACIÓN”

TRABAJO FIN DE MÁSTER

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
A ESFUERZO CORTANTE DE VIGAS DE HORMIGÓN
REFORZADAS CON FIBRA DE CARBONO**

Álvaro PICAZO IRANZO

DIRECTORES DEL TRABAJO FIN DE MÁSTER

Alfonso COBO ESCAMILLA

Mariano GONZÁLEZ CORTINA

Madrid, Junio de 2010

AGRADECIMIENTOS

Comenzaré agradeciendo especialmente a mis directores de trabajo fin de máster D. Alfonso Cobo Escamilla y D. Mariano González Cortina por compartir conmigo sus conocimientos y su amplia experiencia en aspectos relacionados con el tema de estudio, por sus ayudas, ideas y sugerencias y por su ánimo en los momentos difíciles.

Añadir mi reconocimiento y gratitud a los técnicos del Laboratorio de Materiales de Construcción de la E.U.A.T.M. Sin la ayuda de D. Santiago Villa Ortega hubiese sido imposible la construcción de las probetas y la ejecución de los ensayos.

Extender mi agradecimiento a la empresa comercializadora de productos para la reparación de estructuras Drizoro, S.A. y más concretamente a D. Pedro A. Madera Arroyo por contribuir con la desinteresada aportación de los materiales necesarios para la elaboración de las probetas.

RESUMEN

Cada vez son más frecuentes en edificación los casos en que es necesario rehabilitar o reforzar una estructura, bien por causas patológicas debidas a fallos o defectos de las obras de hormigón o por el cambio de uso o cargas de un edificio.

El refuerzo de elementos estructurales de hormigón sometidos a flexión y cortante, mediante el encolado de bandas de acero con resinas de tipo epoxídico se ha venido empleando en España desde la década de los años setenta, llegando de manera progresiva a emplearse como la principal forma de refuerzo estructural. En los últimos años un nuevo método de refuerzo de las estructuras de hormigón armado se está incorporando al mundo de la edificación; se trata de la unión en las superficies laterales de las piezas, a través de resinas epoxi, de láminas de CFRP (polímeros reforzados con fibras de carbono). Las características mecánicas de este material resultan interesantes para los refuerzos en sustitución de las bandas de acero.

El presente trabajo trata de comparar el comportamiento a esfuerzo cortante de vigas de hormigón ($1200 \times 100 \times 150 \text{ mm}^3$) reforzadas con fibras de carbono. Los ensayos han sido realizados en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela de Arquitectura Técnica de la Universidad Politécnica de Madrid.

Los ensayos realizados han permitido constatar que la rigidez de las vigas ensayadas es menor que la prevista por los modelos analíticos. Se ha comprobado que la rigidez prevista hasta la fisuración, obtenida analíticamente, es superior a la obtenida experimentalmente.

Se establece además que no es posible aprovechar en su totalidad las altas resistencias del material empleado para el refuerzo, por la incompatibilidad que existe entre las deformaciones del hormigón y la fibra de carbono.

Como conclusión, el refuerzo mediante CFRP de elementos estructurales de hormigón armado sometidos a cortante resulta muy eficaz en los casos en que se

recubre perimetralmente todo el elemento de hormigón. En las vigas donde está prevista la rotura por flexión se produce esta, sin fallar a cortante.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	9
1.1	CONTENIDO DEL TRABAJO	13
2	OBJETIVOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	15
2.1	PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	15
3	ESTADO DEL ARTE	17
3.1	ESFUERZO CORTANTE	17
3.1.1	Bosquejo histórico	17
3.1.2	Mecanismos resistentes a cortante	21
3.1.2.1	Tensiones tangenciales en la zona de hormigón no fisurada	23
3.1.2.2	Engranamiento de los áridos (agregate interlock)	25
3.1.2.3	Efecto pasador de la armadura longitudinal (dowel action)	29
3.1.2.4	Efecto arco	31
3.1.2.5	Tensión residual de tracción en las fisuras	36
3.1.3	Modelos normativos	37
3.1.3.1	Código modelo 1990 (CM-90)	37
3.1.3.2	EHE-08	38
3.1.3.3	Eurocódigo 2 EN-1992-1-1	40
3.1.3.4	AASHTO LRFD 2000	41
3.1.3.5	ACI 318-08	43
3.2	REFUERZOS CON CARBONO	44
3.2.1	Refuerzos activos y pasivos con láminas adheridas con resinas epoxídicas	44
3.2.1.1	Refuerzos en flexión	45
3.2.1.2	Refuerzos en cortante	48
3.2.2	Materiales para el refuerzo	50
3.2.2.1	Adhesivos	50
3.2.2.2	Composites como material de refuerzo	55
3.2.2.3	Procedimiento de ejecución	63
3.2.3	Estudios del refuerzo a cortante en piezas de hormigón con fibras adheridas	64
4	TRABAJO EXPERIMENTAL REALIZADO	69
4.1	INTRODUCCIÓN	69
4.2	MATERIALES EMPLEADOS. DESCRIPCIÓN	70

4.2.1	Encofrados	70
4.2.2	Hormigón	70
4.2.3	Acero	71
4.2.4	Laminado de carbono	72
4.2.5	Tejido de fibra de carbono	73
4.3	REALIZACIÓN DE LAS VIGAS	74
4.4	VIGAS REALIZADAS	81
5	RESULTADOS OBTENIDOS	83
5.1	CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y SUS ENSAYOS	83
5.1.1	Ensayos del hormigón	84
5.1.2	Ensayos del acero al carbono	86
5.1.3	Ensayos del laminado de carbono	87
5.2	RESULTADOS DE LAS VIGAS ENSAYADAS	90
5.2.1	Preparación de los ensayos	90
5.2.2	Resultados obtenidos en los ensayos	94
6	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	107
6.1	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS ENSAYADAS	107
6.1.1	Cortante último	107
6.1.2	Diagrama carga-flecha experimental y analítico	113
6.2	COMPARACIÓN ENTRE LOS COMPORTAMIENTOS ESTRUCTURALES DE LAS VIGAS	136
7	CONCLUSIONES	147
8	FUENTES Y BIBLIOGRAFÍA	149
8.1	BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA	149
8.2	BIBLIOGRAFÍA CITADA	151
9	LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	155

1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón armado (EHA) se proyectan y construyen con unos materiales determinados, para soportar una serie de acciones de distintas características y magnitudes, para llegar al final de su vida útil en condiciones aceptables de servicio sin haber requerido de gastos importantes de mantenimiento o reparación. Pero pueden existir cambios durante la citada vida útil que afecten de manera negativa a su aptitud al servicio. Entre los posibles factores que pueden afectar a una estructura y que pueden provocar la necesidad de realizar un refuerzo cabe citar:

- Errores de Proyecto que provocan que algunos elementos estructurales no alcancen su capacidad resistente necesaria, poniendo en entredicho la estabilidad y resistencia de la estructura.
- Fallos que se producen durante la ejecución de la estructura y que lamentablemente suelen darse con cierta frecuencia. Estos errores son debidos a un deficiente armado, colocación de armaduras, empalmes o solapes inadecuados, o mala calidad de los materiales empleados.
- Cambios de uso del edificio; lo que puede suponer la necesidad de aguantar cargas superiores a las definidas en el proyecto original, o cambios en la distribución de dichas cargas. En estos casos es necesario un recálculo de la estructura para comprobar si el elemento sustentante es capaz de soportar esas nuevas acciones ofreciendo además la garantía de hacerlo manteniendo unos coeficientes de seguridad adecuados. Estas consideraciones pueden llevarnos a la necesidad de realizar un refuerzo o reparación, para conseguir dotar al elemento estructural de una correcta garantía de que no se produzca el colapso.
- Daños provocados por acciones accidentales que disminuyan la capacidad resistente de elementos o el conjunto de la estructura, por lo que se impone la reparación de la misma para dotarla de sus condiciones primitivas de resistencia y durabilidad.

Además cabe señalar el contexto en el que se mueve la construcción. Cada vez se hace más importante rehabilitar, siendo en la actualidad las cifras de inversión

destinadas a este fin análogas a las empleadas en nueva construcción. En nuestra sociedad el concepto de rehabilitación ha ido ganando terreno debido a una mayor concienciación, ya que se considera muchas veces preferible el mantenimiento de las estructuras existentes que su derribo y sustitución por otras nuevas. A la par de la rehabilitación y refuerzo de las estructuras existentes se han desarrollado numerosos estudios e investigaciones conducentes a la mejora de los sistemas técnicos de rehabilitación de estructuras.

En el refuerzo de estructuras para conseguir incrementar su capacidad resistente existen diversas técnicas como pueden ser: Aumentar las secciones de los elementos estructurales, adición de perfiles laminados, recrecidos de hormigón armado, incorporación de armaduras externas adheridas al hormigón mediante una resina epoxídica o más recientemente el empleo de laminados poliméricos o de tejidos con incorporación de fibras de vidrio, carbono, etc.

En los elementos flectados, cuando es necesario aumentar la capacidad portante a flexión y cortante, la técnica empleada con mayor difusión consiste en incorporar armaduras de flexión mediante el pegado de chapas delgadas de acero a la parte solicitada a tracción o como refuerzo de cortante adheriendo dichas chapas en los laterales de las vigas. El empleo de este tipo de solución ha sido utilizado en los últimos años de manera cómoda y segura.

Además de estos métodos tradicionales, en los últimos años se han introducido nuevos productos de refuerzo, sustitutivos de las bandas de acero, consistentes en suplementar la armadura de tracción y cortante a base de materiales compuestos con fibras de carbono, bien en forma de laminados o tejidos de fácil aplicación que se adhieren al hormigón mediante resinas epoxi. En 1984, en Japón, se probó un nuevo sistema de refuerzo de estructuras consistente en encolar tejidos de fibra de carbono mediante resinas epoxi a la estructura de hormigón. En Alemania, en el año 1987, se reforzó una estructura de hormigón armado mediante el empleo de materiales laminares compuestos y desde entonces este sistema se ha venido convirtiendo en una auténtica alternativa al sistema de refuerzo convencional. Este sistema de refuerzo mediante CFRP (polímeros reforzados con fibras de carbono) dispone de mejores prestaciones mecánicas específicas y resistencia a la corrosión

que la solución de refuerzo con chapas metálicas, además de su mayor facilidad de transporte, manejo, colocación y puesta en obra.

Las ventajas de refuerzos mediante CFRP, frente a los refuerzos con chapas de acero son:

- Menor peso, lo que supone una mayor facilidad en su transporte, manejo y colocación en obra. Las láminas o bandas empleadas pesan una quinta parte que el acero, teniendo unos pesos específicos que oscilan en el entorno de $1,8 \text{ t/m}^3$.
- Mayor resistencia. Las láminas empleadas son capaces de resistir hasta diez veces más tensión que el acero estructural empleado como refuerzo en forma de chapas.
- Longitud prácticamente ilimitada, ya que se producen en rollos de gran longitud, por lo que se pueden eliminar los empalmes.
- No sufre ningún tipo de corrosión ni ataques de carácter químico, debido a que el carbono es inerte.
- Mejor comportamiento a la fatiga.
- Coeficiente de dilatación muy bajo.
- Se pueden colocar de manera sencilla sobre superficies complejas.

Las dos formas más comunes de presentación industrial de la fibra de carbono son el tejido y el laminado.

El tejido de carbono forma una hoja de fibras colocadas en posición paralela, unidas transversalmente por medio de unos hilos de fibra de vidrio. La forma en que se emplea es extendiéndolo y apretándolo por medio de un rodillo sobre una capa fresca y abundante de resina epoxi, de características particulares, aplicada sobre el elemento de hormigón previamente preparado y limpio para, posteriormente acabar con otra capa de resina epoxi. Es frecuente superponer varias capas de tejido, pero siempre manteniendo una capa de resina entre estas.

Entre las desventajas de los refuerzos con CFRP se pueden citar:

- En la inmensa mayoría de las ocasiones no es posible aprovechar al máximo la capacidad mecánica del refuerzo debido a la incompatibilidad de deformaciones entre el material de refuerzo y la estructura a la que se adhiere.
- Posible despegue del material de refuerzo. El “peeling” o fallo debido al desprendimiento del laminado o tejido de forma repentina es consecuencia de la concentración de tensiones producida en los extremos de los refuerzos y en los labios de las fisuras. En estos refuerzos existe un punto crítico cual es el contacto o “interface” entre el tejido, el adhesivo y el hormigón, provocado por el estado de tensión tangencial al que está solicitado.
- Necesidad de protección frente a la posible acción del fuego. En estos momentos existen certificaciones oficiales que garantizan la resistencia a fuego de refuerzos mediante CFRP de categoría RF-120 (resistencia a fuego de ciento veinte minutos), pero siempre conseguido por medio de un acabado de protección ignífuga.

El sistema de refuerzo mediante CFRP funciona conceptualmente exactamente igual al refuerzo con bandas de acero. La diferencia entre ambos sistemas está en el material del refuerzo, que en el caso del CFRP es muchísimo más resistente, sin embargo su módulo de elasticidad es muy similar al del acero y, en algunas ocasiones, algo menor, por lo que no es posible aprovechar esas altísimas resistencias, siendo necesario realizar el dimensionamiento de estos refuerzos obteniendo en primer lugar la deformación que pueden admitir. El producto de esa deformación por su módulo de elasticidad indica el valor de la tensión a la que pueden trabajar, que en la mayoría de las ocasiones no supera el límite elástico de un acero estructural.

Con frecuencia se ha señalado que un grave inconveniente de estos sistemas de refuerzo era su escasa ductilidad, debido a que el material de refuerzo tiene un comportamiento totalmente elástico y lineal. Sin embargo cuando el dimensionamiento se realiza de forma correcta y, como se ha señalado anteriormente, no es posible alcanzar tensiones de cálculo superiores a la décima parte de la tensión de rotura, el comportamiento resistente de la estructura es más

seguro que el de la misma estructura reforzada con chapas de acero porque además de tener una gran reserva de capacidad de deformación antes de rotura, esa reserva de deformación va acompañada de incrementos sucesivos de resistencia para poder deformar el material.

1.1 CONTENIDO DEL TRABAJO

El presente trabajo está dividido en 9 Capítulos. En el Capítulo 2 se plantean los objetivos perseguidos por este trabajo, junto con una somera descripción del desarrollo llevado a cabo para la consecución de los objetivos citados.

En el Capítulo 3 se desarrolla un estudio sobre los diferentes mecanismos que se movilizan para transferir las tensiones tangenciales, así como los diferentes modelos y su evolución. Adicionalmente se realiza una breve descripción de los modelos normativos más empleados. También se hace una pequeña reseña histórica de la evolución del conocimiento y los modelos para determinar la capacidad resistente a cortante de un elemento y por último se reseña la evolución de los refuerzos en elementos de hormigón con fibras de carbono.

En el Capítulo 4 se pormenoriza el trabajo experimental realizado, comenzando con la descripción de los materiales que se han empleado en la realización de las probetas, siguiendo con el proceso de fabricación de las mismas y terminando con una descripción de los elementos elaborados.

En el Capítulo 5 se describen los resultados obtenidos de manera experimental, tanto de los materiales que conforman las probetas de hormigón con o sin refuerzo, como los datos obtenidos de los ensayos a flexión de las vigas elaboradas. Dichos resultados permitirán comparar la influencia de los diferentes refuerzos de fibra de carbono dispuestos en las vigas analizadas.

En el Capítulo 6 se analizan, comparan y discuten los diferentes resultados obtenidos al realizar los ensayos de las probetas.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones del presente trabajo.

Finalmente en los Capítulos 8 y 9 se indican las fuentes y bibliografía empleada y se hacen recomendaciones sobre posibles trabajos futuros.

2 OBJETIVOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

En el presente Trabajo Fin de Máster se pretende, tras revisar el estado del conocimiento sobre la teoría del esfuerzo cortante en EHA, la normativa que regula su cálculo y las tipologías de refuerzos a base de materiales compuestos adheridos a las superficies de las piezas de hormigón, analizar y comparar el comportamiento a cortante de vigas de hormigón reforzadas con fibras de carbono, estudiando para ello la influencia que tienen diferentes parámetros en dichos refuerzos, como pueden ser las características mecánicas del refuerzo, la cantidad de bandas de refuerzo colocadas y la geometría de estas. Por ello se plantean los siguientes objetivos:

- Caracterización mecánica de los materiales a emplear en los refuerzos.
- Análisis de solicitaciones y movimientos en vigas de 1200 mm de longitud reforzadas con CFRP.
- Comparación del comportamiento mecánico de los sistemas de refuerzo estudiados.

2.1 PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

El planteamiento de la presente investigación trata de establecer una metodología de trabajo que permita alcanzar los objetivos propuestos. El desarrollo del trabajo posee una componente experimental muy alta. En función de las características de los materiales básicos empleados; hormigón y acero, se podrá decidir los refuerzos a emplear en las vigas. En este sentido se plantea la fabricación de 10 vigas de 1200 mm de longitud para poder ensayarlas en una prensa con capacidad de hasta 600 KN.

En el proceso de refuerzo se emplearán bandas de carbono, tejidos de fibras de carbono y adhesivos epoxídicos facilitados por la empresa DRIZORO, S.A.

Las fases para la realización de este trabajo han sido:

- Estudio y análisis de la bibliografía existente.
- Análisis de los ensayos existentes sobre rotura por cortante.

- Realización de vigas de hormigón y colocación de sus refuerzos
- Rotura de las citadas vigas.
- Contraste entre el modelo desarrollado y los ensayos realizados.
- Conclusiones finales.

Poder determinar la carga última de rotura de una viga de hormigón representa un dato importante que permitirá plantear el conocimiento de los distintos estados por los que pasa su comportamiento estructural, entre los que cabe citar el homogéneo, elástico, de agotamiento y, por último, de rotura.

A partir del conocimiento de estos estados se pueden plantear los diferentes refuerzos a cortante. Dentro de estos aspectos comentados cabe pensar en la posibilidad del fallo de los refuerzos, que implica el agotamiento de alguno de sus componentes o su deformación excesiva.

3 ESTADO DEL ARTE

3.1 ESFUERZO CORTANTE

3.1.1 BOSQUEJO HISTÓRICO

Antes de 1900, se pensaba, de manera errónea, que el fallo por cortante en un elemento de hormigón armado, era un fenómeno de tensiones tangenciales puras, similar a lo que ocurre en los elementos estructurales de acero o de madera. La armadura transversal se creía que actuaba como los conectores de cortante (shear keys) resistiendo solo tensiones tangenciales perpendiculares a la barra por efecto pasador de una manera similar a lo que ocurre en vigas metálicas o de madera.

El primer investigador que presenta el concepto de tracción diagonal en el alma y plantea una analogía con la celosía es Ritter en 1899 [42] (figura 3.1). Ritter afirmaba que los cercos contribuían a la resistencia a cortante de un elemento de hormigón armado a través de la tracción y no resistiendo esfuerzos tangenciales. Proponía una expresión para el diseño de los cercos similar a las expresiones propuestas por los modelos normativos actuales para el dimensionamiento. Tras esta nueva teoría existieron dos líneas de pensamiento, una en la que se creía que los cercos resistían tensiones tangenciales y otra en concordancia con Ritter que apoyaba a la teoría de la tracción diagonal en el alma.

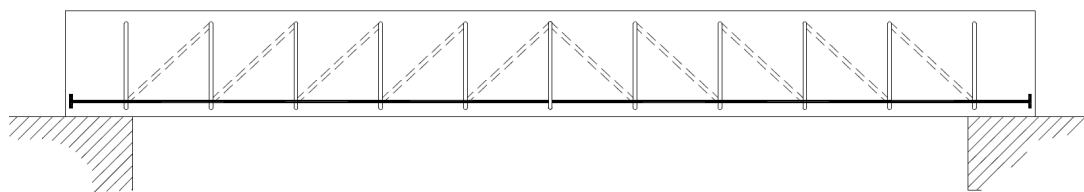


Figura 3.1. Modelo de celosía propuesto por Ritter para evaluar el comportamiento de un elemento sometido a esfuerzos de flexión y cortante.

El debate entre las dos líneas de pensamiento fue resuelto por E. Mörsch en 1909 [39], quien demuestra que si un elemento está sometido a tensiones tangenciales puras, entonces existe una tracción diagonal cuya inclinación es de 45° (figura 3.2).

Por esto y debido a que la resistencia del hormigón a tracción es menor que la de compresión, la rotura se producirá por tracción diagonal del alma. Esta teoría presenta una explicación clara del mecanismo de tracción diagonal.

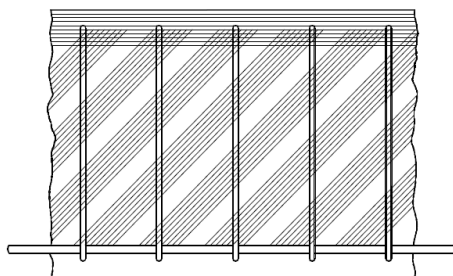


Figura 3.2. Modelo de celosía propuesto por Mörsch

Mörsch también precisa que usar el procedimiento de diseño de tracción diagonal es complejo porque existen incertidumbres para establecer la tensión de tracción diagonal del material. Propone un procedimiento de diseño aceptable de cortante para las estructuras de hormigón que se basa en suponer que el fallo por cortante ocurre en una sección crítica de hormigón no fisurado cuando el plano vertical alcanza una tensión de cortante aplicada en esa sección, V/bd , que excede el cortante último que el hormigón es capaz de resistir, V_u/bd . Por lo tanto Mörsch introduce el concepto de tensión tangencial, V_u/bd , como medida nominal de la tracción diagonal del alma. Además reafirma el modelo propuesto por Ritter señalando que los cercos contribuyen a la resistencia de cortante de elementos de hormigón armado resistiendo tensiones de tracción, y no tensiones tangenciales, una vez que se forma una fisura diagonal que los cruza (demuestra que la eficacia de los cercos es mucho mayor que la predicha por la teoría que apoya la tesis de que los cercos están sometidos solo a tensiones tangenciales horizontales). Sin embargo, Mörsch creyó que la capacidad a cortante de un elemento era una constante de la característica del hormigón; por consiguiente, relacionó la fuerza de cortante nominal del hormigón con una variable solamente, la resistencia a compresión del hormigón.

En 1909, Talbot [44] discute a Mörsch el hecho de que el cortante nominal dependa únicamente de la resistencia a compresión del hormigón, puesto que la tracción diagonal es causada por las tensiones horizontales debidas a la flexión así como las tensiones debidas al cortante.

De acuerdo con los resultados obtenidos tras ensayar 106 vigas de hormigón armado sin cercos, Talbot demostró que el cortante nominal no solamente depende de la calidad del material (resistencia), sino también de la cantidad de armadura longitudinal, la longitud de la viga, y del canto útil de la misma. Sin embargo, Talbot no expresó sus resultados en términos matemáticos y sus conceptos fueron olvidados.

Sobre el año 1910 se desarrollaron las especificaciones de diseño para cortante en los Estados Unidos, donde la tensión máxima admisible de cortante fue restringida a $0,02f_c$ (el 2 % de la resistencia del hormigón a compresión). Por consiguiente, el cortante se suponía como una función de la resistencia a compresión del hormigón únicamente.

Durante la Primera Guerra Mundial se realizaron numerosas pruebas como parte del programa de construcción de barcos de hormigón para las flotas y se realizaron ensayos de vigas de gran canto. Los resultados de las pruebas demostraron que el uso de la resistencia a compresión del hormigón como medida única del cortante nominal era demasiado conservadora.

En los comienzos de los años 50, Clark [25] introdujo una expresión matemática para la predicción del cortante nominal que incluía tres variables; relación vano de cortante-canto a/d , cuantía de armadura longitudinal, y resistencia del hormigón a compresión. Esencialmente, Clark utiliza las conclusiones de Talbot y las escribe utilizando una expresión matemática. La relación entre el vano de cortante y el canto a/d , fue reconocida inmediatamente como variable importante puesto que considera dos factores que afectan directamente la fuerza de cortante; la longitud de la viga y su canto. El problema principal al usar dicha relación como variable en la predicción de la fuerza de cortante era que solo valía para el caso de dos cargas puntuales o una carga puntual, debido a que había que definir la distancia a , mientras que para otros casos de carga tales como cargas uniformes, el vano de cortante no tenía ningún significado físico. En los trabajos de investigación llevados a cabo en la universidad de Illinois en 1950 se demostró que la relación vano de cortante-canto

relaciona las tensiones normales de flexión con la tracción diagonal del alma, por consiguiente, se puede reemplazar a/d por M/V_d (siendo M el momento flector y V el cortante). Debemos indicar que el vano de cortante a , es igual a M/V para el caso de vigas simplemente apoyadas con una carga puntual en el centro o dos cargas puntuales simétricas. Debido a que el parámetro luz de cortante no es aplicable a cualquier caso de carga, éste sustituye a por M/V .

En 1964 Kani [33] propone un modelo realista para abordar el cálculo de elementos sin armadura transversal que consiste en considerar la viga como si fuese un peine (figura 3.3), donde los dientes (que representa el hormigón entre fisuras de flexión) se empotran en la zona comprimida de la viga y sobre dichos dientes actúa un cortante proveniente de la variación de fuerza en la armadura longitudinal.

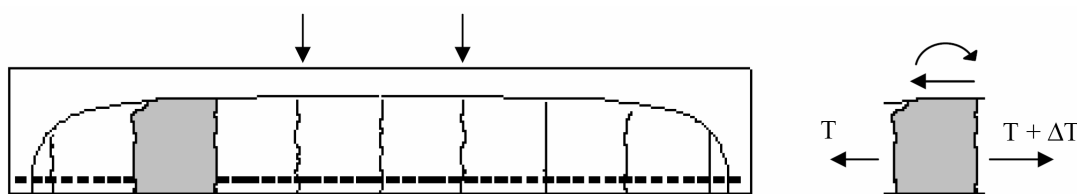


Figura 3.3. Modelo de Peine de Kani

Posteriormente el modelo de Kani es estudiado y mejorado por otros investigadores; Fenwick y Paulay (1968) [29] describen los mecanismos de transferencia y señalan la importancia del engranamiento de los áridos o transferencia por fricción entre las caras de la fisura. Taylor (1974) [46-47-48-49] estudia el modelo de Kani y como resultado de su investigación concluye que el aporte de cada mecanismo resistente oscila entre:

- 20 a 40% para la tensión tangencial en la zona de hormigón no fisurado (cabeza comprimida de la viga)
- 30 a un 50 % para el efecto de engranamiento de los áridos (aggregate interlock o crack friction)
- 15 a un 25% para el efecto pasador de la armadura longitudinal (dwel action)

Se realizan desarrollos posteriores al modelo de dientes como los que realizan Hamadi y Regan (1980) [31] o modelos como los de Reineck (1991) [41] en donde

se tienen en cuenta todos los mecanismos resistentes que se movilizan en la resistencia a cortante por medio de un cálculo numérico no lineal.

Por otra parte Collins (1978) [26], a partir de un trabajo que estudia la abolladura del alma de vigas metálicas conocido como Tension Field Theory, propone un modelo que se basa en la compatibilidad de deformaciones y equilibrio de la pieza conocido como el Compression Field Theory, el cual es mejorado a partir de desarrollos sucesivos hasta llegar a lo que hoy en día se conoce como el Modified Compression Field Theory. La ventaja que supone el modelo MCFT es que se puede aplicar con diferentes grados de complejidad es decir con métodos muy complejos o simplificados aptos para la aplicación en la vida profesional. De hecho, actualmente se aplica tanto en la normativa americana AASHTO LRFD [1] como en la normativa canadiense CSA-A23.3-04 [7].

Otro aporte importante en el conocimiento de la capacidad resistente del hormigón se da en las expresiones desarrolladas de manera empírica. Zsutty [53] propone una expresión que sirve de base al CM-90 [10] y posteriormente al Eurocódigo 2 [12] y la EHE [11].

3.1.2 MECANISMOS RESISTENTES A CORTANTE

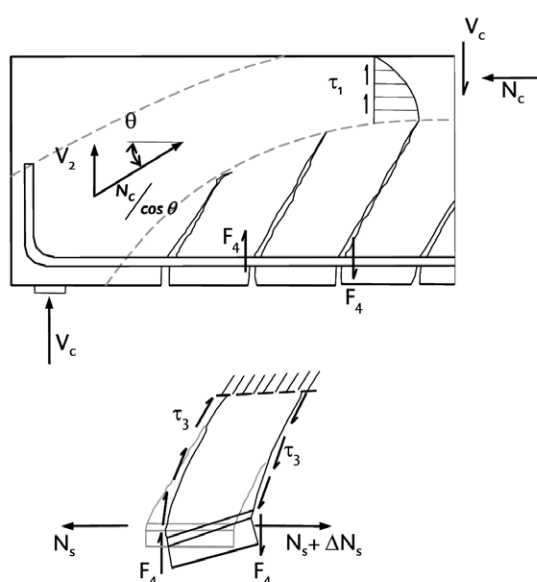
Antes de fallar por cortante, el estado tensional del alma de una viga de hormigón fisurada (es decir, el sector entre la zona traccionada y la comprimida por flexión) difiere del determinado por la teoría de la elasticidad. De aquí surge la pregunta de como una viga fisurada puede ser tenida en cuenta para transmitir el cortante combinado con esfuerzos axiles y de flexión.

Para responder a esta pregunta es necesario identificar primero los diferentes mecanismos básicos que se movilizan en un elemento fisurado. Estos son:

1. Tensiones tangenciales en la zona de hormigón no fisurada (cabeza comprimida de la viga)
2. Engranamiento de los áridos (aggregate interlock o crack friction)
3. Efecto pasador de la armadura longitudinal (dowel action)

4. Efecto arco (arch action)
5. Tensiones residuales de tracción en las fisuras (residual tensile stress across cracks)

En la figura 3.4 se representan los diferentes mecanismos actuantes en una viga y el aporte aproximado, en porcentaje, de cada uno en la resistencia a cortante según la estimación dada por Taylor en 1974 [47]. Cuantificar de manera exacta el aporte que tiene cada uno de estos mecanismos básicos es muy difícil debido a que se trata de un sistema altamente hiperestático influenciado por varios parámetros.



1 Resistencia a cortante de la cabeza no fisurada

τ_1
20-40% V_c y depende de
 f_{ck}

2. Efecto de arco – Máximo cerca del apoyo

depende de:

- a/d
- Armadura longitudinal en el apoyo

3. Engranamiento de los áridos (Aggregate interlock)

τ_3
30 – 50% V_c y depende de:
- Tamaño del árido
- Canto

4. Efecto pasador (Dowel action)

F_4
15 – 25% V_c y depende de:
- Armadura longitudinal

Figura 3.4. Mecanismos básicos que se movilizan para resistir el esfuerzo cortante según Taylor

La importancia de cada mecanismo para resistir el cortante es asignada de diferentes maneras por los diferentes investigadores, puesto que cada uno plantea un modelo físico diferente. Será necesario estudiar dichos modelos para conseguir un grado de entendimiento adecuado del estado del arte.

Por otra parte es importante considerar los factores que influyen en la capacidad resistente a cortante de los elementos de hormigón armado sin armadura

transversal, como pueden ser el efecto tamaño (size effect), la cuantía de armadura longitudinal, la resistencia del hormigón, la posición y tipo de cargas y, por último, la influencia de los esfuerzos axiales tanto de tracción como de compresión.

3.1.2.1 TENSIONES TANGENCIALES EN LA ZONA DE HORMIGÓN NO FISURADA

En las regiones B de un elemento no fisurado el cortante se transfiere por las tensiones principales de tracción y de compresión, según se aprecia en la figura 3.5 y en las ecuaciones de la elasticidad clásica

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.1)$$

$$\tan 2\theta_p = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (3.2)$$

Para el caso particular de una viga las tensiones σ_y son nulas.

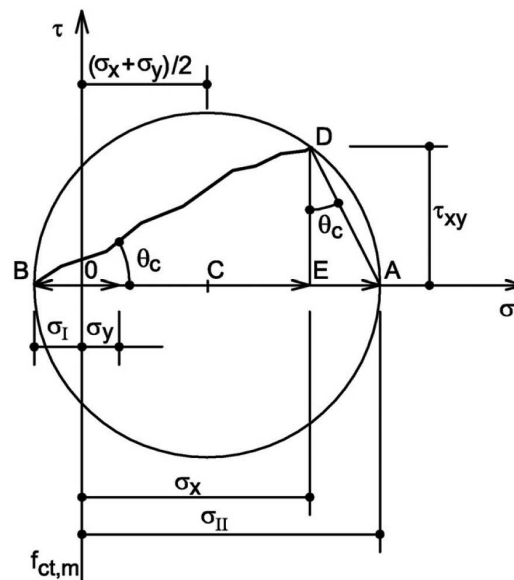


Figura 3.5 Círculo de Mohr de un punto situado en la directriz de una pieza de hormigón.

Según la elasticidad clásica, los valores y la distribución de las tensiones σ_x y τ_{xy} se obtienen de las expresiones (3.3) y (3.4), en el caso de flexión simple:

$$\sigma_x = \frac{M_y}{I_x} \quad (3.3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{V}{I_x b} \int_{y_{cdg}}^h y dA \Rightarrow \tau_{xy} = \frac{VS_x}{I_x b} \quad (3.4)$$

En la figura 3.6 se representa la trayectoria de tensiones principales en una viga no fisurada calculada según (3.1) y (3.2). Por definición dichas trayectorias son líneas, que en cualquier punto tienen la dirección de las tensiones principales, es decir que indican el flujo de tensiones en el elemento.

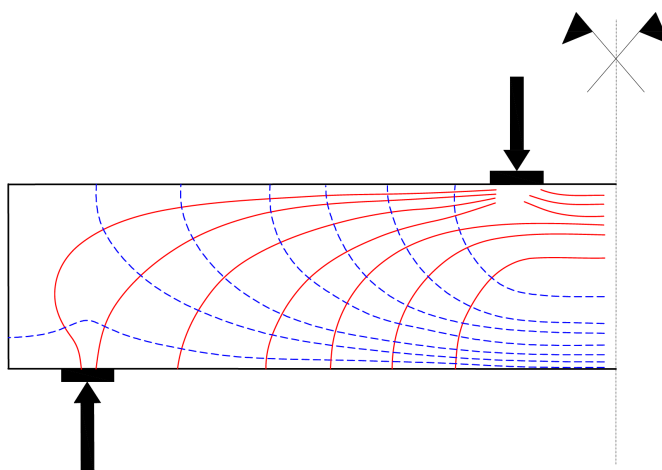


Figura 3.6. Trayectorias de las tensiones principales de compresión y de tracción en una viga simplemente apoyada sometida a dos cargas puntuales simétricas.

Debido a que la resistencia a tracción del hormigón es menor que la de compresión las fisuras serán siempre perpendiculares a la dirección de las tensiones principales de tracción. Como la tensión principal de compresión es perpendicular a la de tracción, las fisuras serán paralelas a las tensiones de compresión.

Por otra parte es demostrable, en elementos sometidos a flexión y cortante sin esfuerzo axial, y a partir de las ecuaciones (3.1) y (3.2), que las tensiones principales en un elemento infinitesimal ubicado sobre el eje baricéntrico de la viga ($\sigma_x = \sigma_y = 0$) tienen una inclinación de 45° en la zona de cortante no nulo.

En las regiones B fisuradas, la determinación de la resistencia a cortante en la cabeza comprimida se efectúa con la metodología descrita anteriormente para la zona no fisurada de las secciones, es decir, que las expresiones (3.1) y (3.2) son válidas para la determinación de las tensiones en la cabeza comprimida de la viga. De la integración de las tensiones tangenciales de la zona no fisurada se obtiene una resultante, que se puede denominar “Contribución del hormigón no fisurado”

3.1.2.2 ENGRANAMIENTO DE LOS ÁRIDOS (AGGREGATE INTERLOCK)

Este mecanismo es conocido y queda perfectamente descrito a partir de los trabajos de investigación de Fenwick y Paulay (1968)[29] y Taylor (1974) [47], quienes estudian el modelo propuesto por Kani (1964) [33] de asimilar la viga fisurada a un peine (tooth model).

La explicación física en que en los hormigones normales las fisuras se desarrollan a través de la matriz cementicia que vincula el árido y el hormigón. En el caso de hormigones de alta resistencia o con áridos ligeros las fisuras se desarrollan rompiendo también el árido. Aún así se mantiene una cierta capacidad de transferir el esfuerzo cortante por la fisura.

Ensayos de Fenwick y Paulay

En el trabajo de Fenwick y Paulay (1968) [29] se plantea que para que se movilice el engranamiento de los áridos tiene que haber un desplazamiento relativo por cortante, paralelo a la dirección de la fisura, para que el esfuerzo cortante sea transferido. Hay dos maneras de que se produzcan dichos desplazamientos. La primera es debida a una rotación por flexión de la zona comprimida adyacente al empotramiento de los bloques en voladizo o “dientes del peine”; este giro solo producirá un deslizamiento a lo largo de la fisura si las mismas no son rectas. La segunda, es debida a la flexión propia de los bloques de hormigón o dientes.

A partir de una regresión matemática de los resultados obtenidos en los ensayos Fenwick y Paulay determinaron una expresión para calcular la transferencia del cortante a través del engranamiento de los áridos.

$$\tau_{ai} = \left(\frac{467}{w} - 8410 \right) (0,0225\sqrt{f_c} - 0,409)(\Delta_s - 0,0436 w) \quad (3.5)$$

Siendo:

τ_{ai} es la tensión tangencial transmitida a través de la fisura, debida al engranamiento de los áridos [psi].

w es la abertura de fisura [pulgadas]

Δ_s es la deformación relativa vertical debida al cortante [pulgadas]

f_c es la resistencia a compresión del hormigón [MPa]

Ensayos de Taylor

Taylor en 1974 [47] realizó dos tipos de ensayos, uno indirecto similar a los de Fenwick y Paulay, y otro directo, es decir realizado directamente sobre vigas.

Para que los resultados de los ensayos indirectos representen lo que sucede en la realidad se ensayó previamente una viga con objeto de determinar la relación entre el desplazamiento horizontal (ΔH) y vertical (ΔV) que existe entre las caras de las fisuras en un elemento, según se muestra en la figura 3.7. En este ensayo se determinó que existe una relación lineal entre ΔH y ΔV , para una fisura dada y una posición definida a lo largo de dicha fisura.

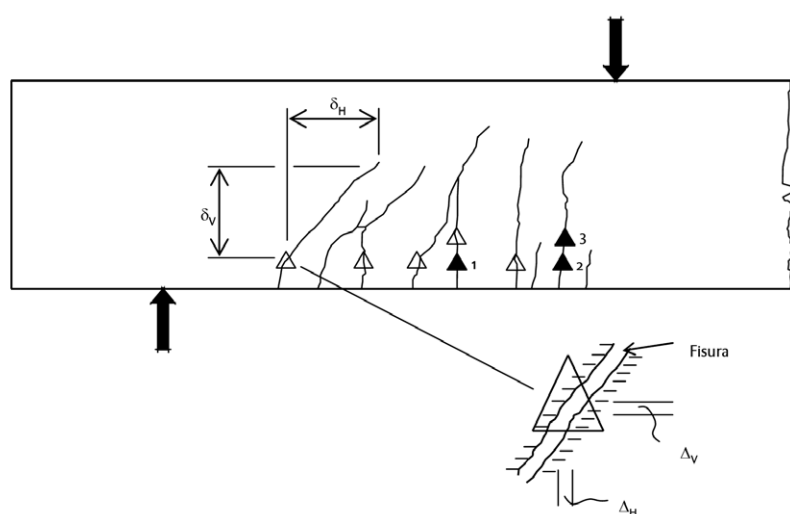


Figura 3.7. Esquema de la viga ensayada para determinar la relación entre desplazamientos horizontales y verticales.

En un elemento real el esfuerzo cortante y la abertura de fisura están presentes y se desarrollan de manera simultánea. Para tener en cuenta este aspecto Taylor ideó un sistema de ensayo indirecto en el que a medida que se incrementan las tensiones tangenciales se incrementa la abertura de fisura, tal y como ocurriría en una viga real. Este es el principal aspecto en el cual estos ensayos difieren de los llevados a cabo por Fenwick y Paulay en los que la abertura de fisura era constante a lo largo del ensayo.

Los resultados obtenidos en los ensayos indirectos demuestran que la tensión última de engranamiento de los áridos y la curva tensión-deformación dependen de la calidad del hormigón, del tipo de árido, y de la relación de desplazamientos ($\Delta V/\Delta H$).

En el caso de los ensayos directos se ensayaron seis vigas de las cuales cuatro sirvieron para ajustar el ensayo y las dos últimas para contrastar los resultados con los obtenidos mediante los ensayos indirectos. La viga se construyó según se muestra en la figura 3.7, sin la fisura inclinada que se formó durante el ensayo. La barra de acero vertical, colocada entre la cara de la entalladura superior y la inferior de la viga, se instrumentó con una galga para poder medir las deformaciones de la misma. Para eliminar el efecto pasador debido a la armadura longitudinal se realizó un calado en la viga de longitud suficiente para que dicho efecto fuese despreciable. En la entalladura de compresión se dispuso un gato de tornillo y una célula de carga, de modo que la carga se pudiera variar y medir en todo momento. El gato de la zona de compresión reacciona contra una placa que se separa del resto de la viga por un sistema de rodillos, eliminando de esta forma la resistencia a cortante de la zona de hormigón no fisurado. La placa se fija con abrazaderas al resto de la viga mediante dos pares de células de carga precargadas. Con dichas células se midieron las fuerzas de cortante transmitidas por la zona comprimida no fisurada.

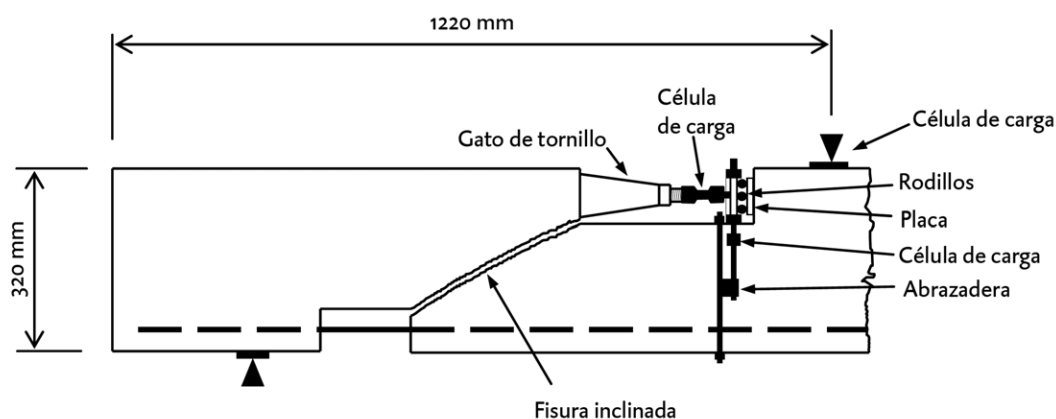


Figura 3.8. Método directo de Taylor para determinar el efecto de engranamiento de los áridos.

La viga se cargó horizontalmente por medio del gato horizontal hasta formar la fisura inclinada según se muestra en la figura 3.8. Una vez iniciada la fisura fue posible ajustar la carga en la cabeza de compresión hasta que la fisura atravesara la viga con la trayectoria que se muestra en dicha figura 3.8, sin causar un fallo por cortante. Finalmente se cargaba verticalmente la viga hasta lograr un fallo por cortante.

Como conclusión de los ensayos realizados por Taylor se puede decir que tanto los ensayos directos como los indirectos dan resultados similares y que el efecto de engranamiento de los áridos es muy importante en la resistencia a cortante.

Ensayos de Walraven

En los últimos veinticinco años se han realizado progresos significativos en el entendimiento del fenómeno de transferencia por fricción, donde uno de los investigadores más importantes ha sido Joost Walraven [52]. Si bien en sus ensayos, las tensiones normales son inferiores al rango en el cual es relevante la transferencia de cortante en elementos sin armadura transversal o cercos, lo verdaderamente significativo es que plantea un modelo físico que representa el efecto de transferencia por fricción.

A partir de los ensayos de Walraven se han propuesto otros modelos como, por ejemplo, el de Kupfer en 1983 [35] o el de Vecchio y Collins en 1986 [51], quienes proponen que la capacidad de transferencia por fricción depende de $\sqrt{f_c}$.

Como se ha puesto de manifiesto, existen numerosos estudios sobre el mecanismo de transferencia por fricción. A pesar de ello, el modelo cambia significativamente según cada investigador. En todo caso se puede admitir que este fenómeno está bien diferenciado y se encuentra reconocido como un factor muy importante en la transferencia de esfuerzos cortantes.

3.1.2.3 EFECTO PASADOR DE LA ARMADURA LONGITUDINAL (DOWEL ACTION)

Los investigadores han encontrado grandes dificultades para reproducir de manera experimental las condiciones en las que se desarrolla el efecto pasador. Existe por tanto gran diversidad de resultados, obtenidos en los diferentes ensayos realizados.

Los factores más influyentes en la capacidad última para la transferencia de cortante mediante el mecanismo de efecto pasador en vigas sin armadura transversal son:

- La resistencia a tracción del hormigón
- La anchura del hormigón en el nivel del refuerzo donde las tensiones de tracción antedichas deben ser resistidas
- La longitud de la barra en el hormigón
- La posición de la barra en el momento del hormigonado (superior, inferior, vertical u horizontal)
- El número y diámetro de las barras y su distribución
- Las propiedades de adherencia de la barra
- El recubrimiento
- El desplazamiento relativo debido al cortante a nivel de la armadura

Los ensayos más destacados han sido los ensayos de Krefeld y Thurston (1966) [34], Fenwick y Paulay (1968) [29] y Baumann y Rüş [24].

Ensayos de Baumann

Theodor Baumann en 1970 [24] realizó el ensayo de 31 vigas con una fisura artificial preformada para estudiar el efecto pasador en la resistencia a cortante de una viga.

La configuración de los ensayos realizados es la indicada en la figura 3.9, similar a la realizada por Krefeld y Thurston.

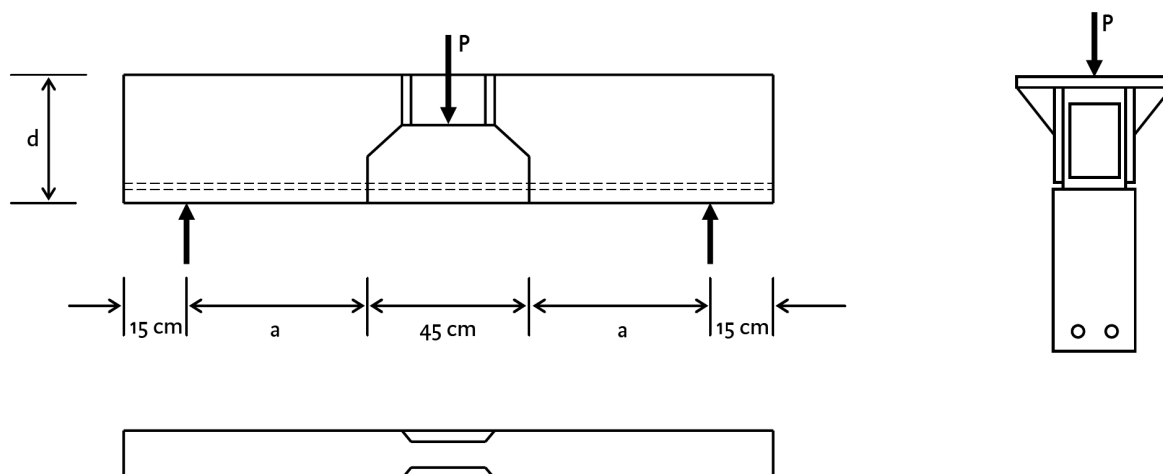


Figura 3.9. Esquema de las vigas ensayadas por Baumann

En dichos ensayos se estudió la influencia de diferentes parámetros. Estos son:

- Sección transversal y luz de las vigas
- Distancia entre los cercos y la fisura artificial
- Sección transversal y distribución de la armadura longitudinal
- Resistencia del hormigón

De las 31 vigas ensayadas 5 corresponden a vigas sin armadura transversal. Para dichos prototipos, el cortante transmitido a través de la armadura longitudinal debido al efecto pasador es resistido por el hormigón a través de su resistencia a tracción. Para pequeñas fuerzas de pasador la armadura longitudinal se cuelga de la parte superior de la viga debido a que aparecen tensiones verticales de tracción en el hormigón. Cuando se alcanza la tensión máxima de tracción en el hormigón aparece la primera fisura horizontal debida al efecto pasador. De acuerdo con el planteamiento de Baumann la carga a la cual aparece dicha fisura V_{fis} se puede calcular como:

$$V_{fis} = f_{ct} b_n l_z \quad (3.6)$$

Siendo

b_n el ancho neto de hormigón $(b - \sum \phi_l)$ (Ancho de la sección menos el sumatorio de los diámetros de la armadura longitudinal)

l_z la longitud característica en la cual se distribuye la tensión de tracción vertical de las armaduras.

En el caso de tratarse de un elemento con armadura longitudinal inferior dispuesta en una capa se obtuvo la fórmula:

$$V_{fis} = 760 \phi b_n \sqrt[3]{11,8 f_c} \quad (3.7)$$

Siendo

b_n el ancho neto de hormigón $(b - \sum \phi_l)$ (Ancho de la sección menos el sumatorio de los diámetros de la armadura longitudinal) [cm]

ϕ_1 el diámetro de la armadura longitudinal [cm]

f_c resistencia a compresión del hormigón [MPa]

Esta ecuación propuesta por Baumann se ajusta bastante bien a los resultados obtenidos por otros investigadores.

Ensayos de Taylor

Howard Taylor en 1974 [47] ensayó 12 vigas similares a las ensayadas por Krefeld y Thurston, y 34 modelos a escala.

Estudios más recientes realizados por Vintzelanzu y Tassios en 1986 [45] y por Chana en 1987 [27] han confirmado los trabajos realizados por Baumann y Rüsch [24] en donde se afirma que el efecto pasador no es muy importante en elementos sin armadura transversal, debido a que la máxima fuerza de cortante que se puede transmitir esta limitada por la resistencia a tracción del hormigón.

3.1.2.4 EFECTO ARCO

La importancia de este efecto está íntimamente relacionada con la relación vano de cortante-canto a/d o lo que es lo mismo con M/V_d . Por otra parte este efecto cobra gran importancia en el caso de vigas de gran canto.

En vigas sin armadura de cortante con la carga aplicada a una distancia menor de $2,5d$, una vez que se forma la fisura diagonal y se han redistribuido los esfuerzos, la viga es capaz de seguir resistiendo las cargas. Esto es debido, en parte, al efecto arco. En la figura 3.10 se muestran los valores de cortante último V_u obtenidos por Kani en 1977 para diferentes cuantías de armadura longitudinal y para diferentes relaciones de a/d .

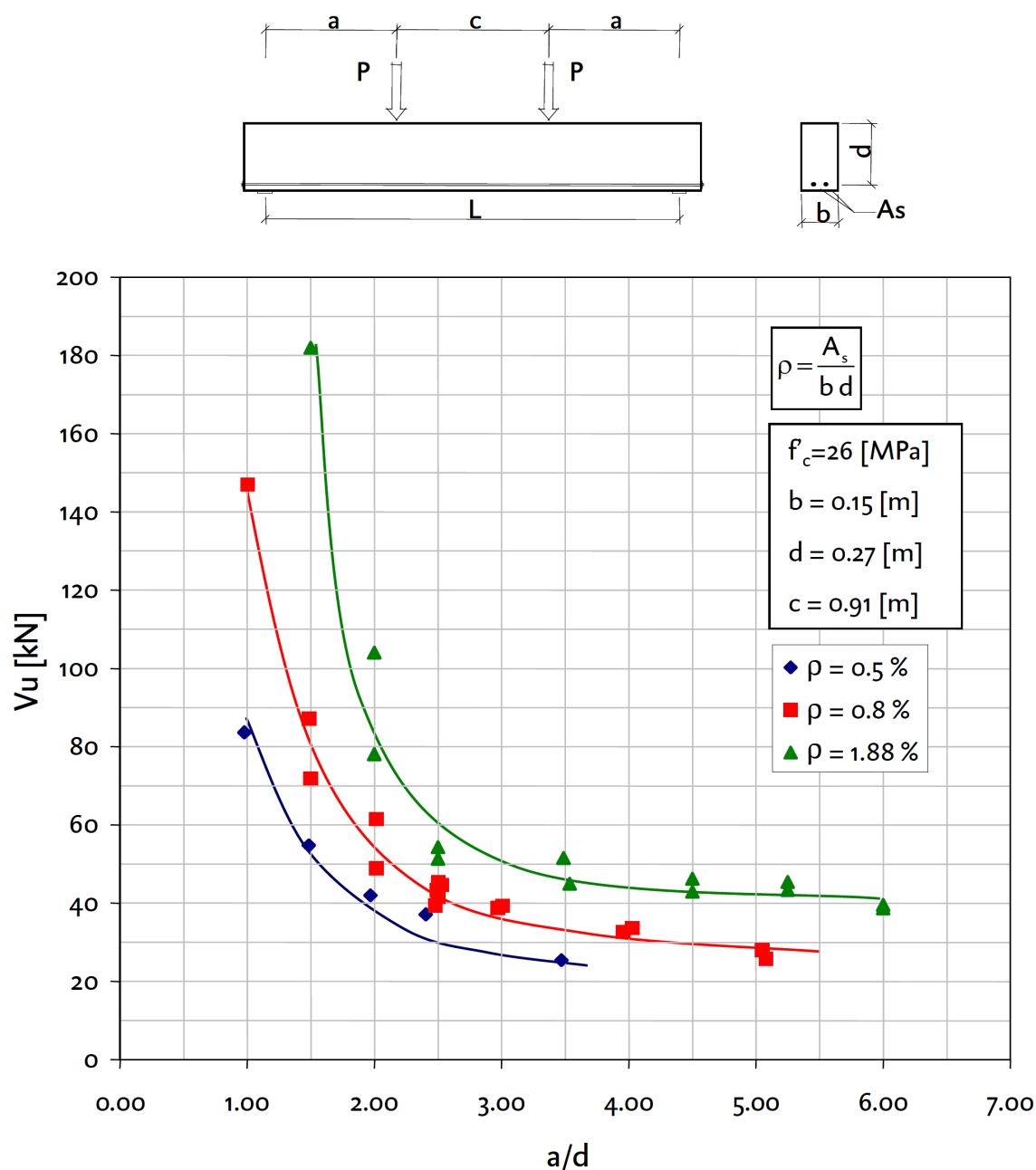


Figura 3.10. Cortante último obtenido para diferentes relaciones a/d y para elementos con distintas cuantías longitudinales.

Se puede observar que a medida que disminuye la relación a/d , es decir, la carga se acerca al apoyo, se incrementa su capacidad resistente a cortante. Esto es debido, en gran medida, a que parte de la carga se transmite directamente al a través de una biela comprimida. También se puede apreciar como, para un mismo valor de a/d , V_u aumenta cuando ρ es mayor.

Para que el efecto arco se pueda desarrollar es necesario que exista suficiente armadura longitudinal y ésta se encuentre correctamente anclada en sus extremos.

Kani en 1964 [33] propone un modelo en donde supone que no existe adherencia en la armadura longitudinal, pero si un buen anclaje en los extremos.

Si se plantea el equilibrio como un sólido rígido en la parte de hormigón, imaginando que se retiran las armaduras pero no su efecto, no habrá cambios en los esfuerzos que actúan sobre el hormigón. Estudiando un extremo de la viga según se muestra en la figura 3.11, sobre la misma actuarán cuatro fuerzas (T , C , P y A) las cuales estarán en equilibrio. El valor de la resultante es igual y de sentido contrario, por lo que la línea de presión de la viga es una línea recta según se muestra en dicha figura 3.11.

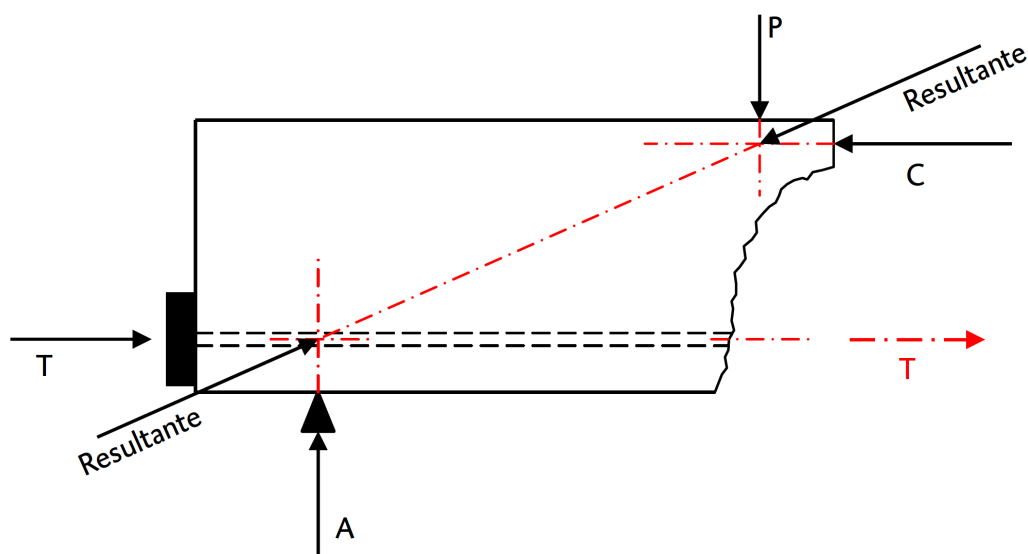


Figura 3.11. Esquema de cuerpo libre de una viga con armadura longitudinal sin adherencia.

En el caso de vigas con armadura longitudinal adherida la fuerza T no está aplicada en el extremo, sino que está uniformemente repartida en la longitud de la barra según se muestra en la figura 3.12.

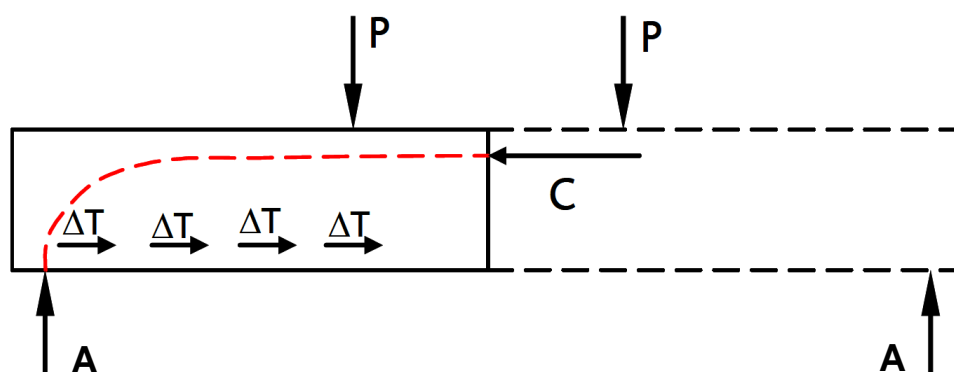


Figura 3.12. Esfuerzos internos en una viga con armadura longitudinal adherida.

En este segundo caso la línea de presión ya no es una recta, sino que comienza en el apoyo con la combinación de la reacción vertical A y un ΔT horizontal pequeño y a medida que va avanzando hacia la derecha la línea de presiones se va inclinando. La forma de la línea de presiones depende de la distribución de ΔT , es decir de la adherencia. Su ubicación se encuentra siempre por encima de la línea recta del caso de armadura sin adherencia.

A partir de sus ensayos, Kani describe el fenómeno de la transformación del elemento que trabaja como viga, en un elemento de tipo arco atirantado. A medida que se desarrollan las fisuras la distribución de tensiones varía en el elemento lo que influencia su propagación. Al principio la fisura comienza siendo perpendicular a la cara de tracción, pasando por las armaduras de una manera curva y volviéndose recta, algunas veces de manera abrupta y otras no, en dirección de la carga aplicada. En el caso de un estado avanzado de fisuración, las trayectorias de compresiones se producirían según se muestran en la figura 3.13.

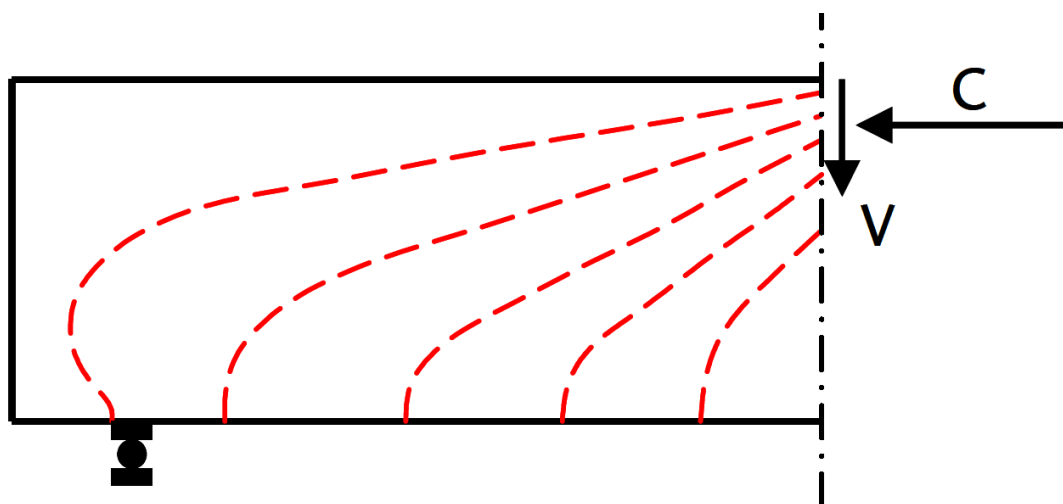


Figura 3.13. Trayectorias de tensiones de compresión en un elemento de hormigón armado.

Por su parte Fenwick en 1968 [29], estudió el efecto arco y formuló que el cortante en la zona cercana al apoyo se puede representar según la ecuación

$$V = \frac{dM}{dx} = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad (3.8)$$

El primer término de la ecuación (3.8.) representa el comportamiento de una viga en la que las tensiones de tracción y de compresión internas actúan con un brazo de palanca constante y varían según varía el momento externo. El segundo término representa el efecto arco, es decir la variación del brazo de palanca para una tracción constante en la armadura.

Del estudio del equilibrio y de las condiciones de compatibilidad en el vano de cortante de una viga de hormigón, Fenwick observa que el efecto arco está limitado a dos regiones de dicho vano. Una está cerca de la zona de aplicación de la carga y la otra se da en la zona superior de la última fisura de flexión, cerca del apoyo. Para que se desarrolle completamente el efecto arco en el vano de cortante las dos regiones se deben unir, y esto sucede cuando las fisuras diagonales se extienden desde el apoyo, separando así la zona de tracción de la de compresión en el vano y permitiendo por lo tanto el desplazamiento horizontal, asociado con el efecto arco.

Para que las dos regiones se unan y suministren una capacidad suficiente para poder resistir una carga adicional, la relación de vano de cortante con el canto a/d tiene que ser pequeña. Con relaciones grandes la rotura ocurre al aparecer

fisuras diagonales lo que genera un tamaño reducido de la zona de la compresión y por consiguiente un fallo por compresión, o bien debido a la excentricidad de la línea de presión, genera un fallo de tracción por flexión de la zona comprimida en la parte superior de la fisura inclinada de cortante, según se aprecia en la figura 3.14.

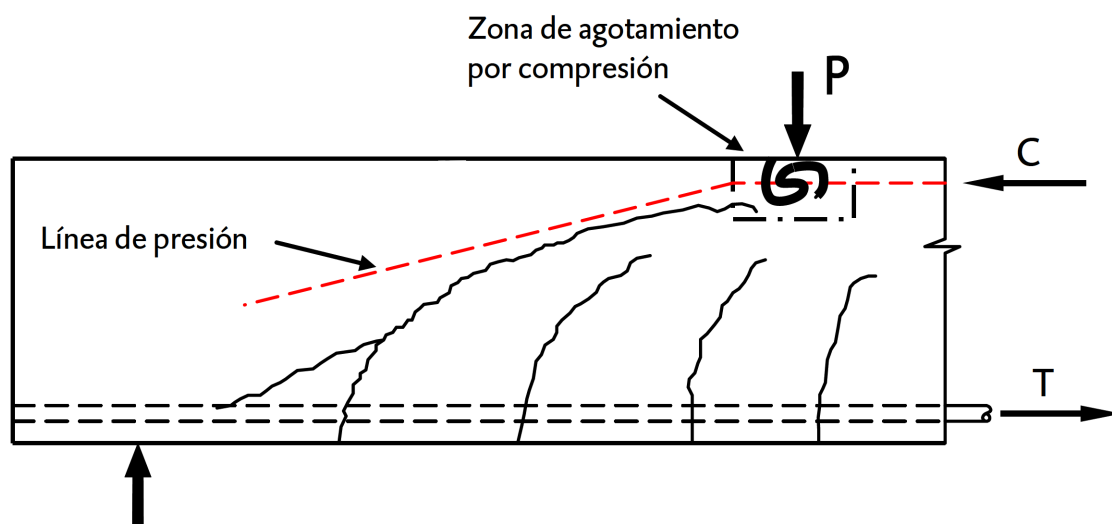


Figura 3.14. Fallo debido al efecto arco.

3.1.2.5 TENSIÓN RESIDUAL DE TRACCIÓN EN LAS FISURAS

La explicación básica del fenómeno de las tensiones residuales de tracción es que cuando el hormigón se fisura no se produce una rotura limpia entre las caras de la misma, sino que existen pequeños vínculos de hormigón entre una parte y la otra que contribuyen en la resistencia, debido a que continúan absorbiendo tensiones de tracción. Este fenómeno se da en el rango de aberturas de fisuras de 0,05 a 0,15 mm.

El hecho de que haya un descenso considerable en las tensiones de tracción después de alcanzar un pico (Softening) es conocido desde 1968 a partir de los trabajos de Evans y Marathe [28], pero los métodos para poder medir dicha disminución fueron desarrollados en 1985 por Gopalaratnam y Shah [30]. La dificultad para medir el fenómeno de las tensiones residuales de tracción se pone de manifiesto cuando se comparan los resultados obtenidos en los ensayos de Evans y Marathe con los obtenidos por Petersson en 1981 [40].

Como conclusión del trabajo de Gopalaratnam y Shah se desprende que la resistencia a tracción post-pico se puede deber a discontinuidades en la fisura a nivel microscópico, uniendo las dos superficies de la fisura por árido y cristales tipo fibras. Debido a que las deformaciones se localizan en una zona muy pequeña (zona de fractura) la respuesta se debe expresar en términos de tensión-abertura de fisura y no en deformaciones.

3.1.3 MODELOS NORMATIVOS

3.1.3.1 CÓDIGO MODELO 1990 (CM-90) [10]

La expresión adoptada por la instrucción española es la propuesta por el Código Modelo 1990 con variaciones mínimas. La expresión propuesta es la siguiente:

$$V_{u2} = [0,12\xi(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma'_{cd}]bd \quad (3.9)$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en } mm$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_0 d} \leq 0,02 \quad \sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \text{ en } MPa$$

A_{s1} es el área de armadura longitudinal anclada efectivamente en la sección analizada.

b_0 es el ancho del alma

N_d es el esfuerzo axil mayorado

A_c es el área de la sección transversal de hormigón

El coeficiente de seguridad de minoración está incluido en la formulación de manera implícita en el factor 0,12.

3.1.3.2 EHE-08 [11]

El modelo empleado por la normativa vigente EHE es el mismo que el adoptado en la versión anterior salvo unos pequeños retoques. Dichos retoques son la inclusión de una resistencia mínima a cortante, el cálculo de la cuantía de armadura longitudinal cuando se dispone armadura de pretensado y la inclusión de la capacidad resistente para elementos no fisurados.

En piezas con zonas no fisuradas $M_d < M_{fis,d}$ y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón de acuerdo con la fórmula 3.10.

$$V_{u2} = \frac{Ib_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_1 \sigma'_{cd} f_{ct,d}} \quad (3.10)$$

Siendo:

M_d momento de cálculo de la sección.

$M_{fis,d}$ momento de fisuración de la sección calculado con $f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c$.

I momento de inercia de la sección transversal.

b_0 ancho del alma.

S momento estático de la parte de sección situada por encima o por debajo del centro de gravedad respecto de la fibra del centro de gravedad.

$f_{ct,d}$ resistencia de cálculo a tracción del hormigón.

σ'_{cd} tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado.

α_1 factor que tiene en cuenta la introducción progresiva de las tensiones transmitidas por el pretensado al hormigón en el caso de piezas pretensadas con anclaje por adherencia.

$$\alpha_1 = \frac{I_x}{1,2 I_{bpt} b d} \leq 1 \quad \text{para tendones pretensados}$$

$$\alpha_1 = 1 \quad \text{para otros tipos}$$

I_x distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.

I_{bpt} longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm.

$$I_{bpt} = \phi \sigma_p / 21$$

Donde:

σ_p tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm²

ϕ diámetro de la armadura activa, en mm.

Esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal de pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45° que parte del borde del apoyo.

Para el caso de las regiones fisuradas la formulación propuesta es

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0,15 \alpha_1 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \quad (3.11)$$

Con un valor mínimo de

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

f_{cv} es la resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm²

d canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión.

σ'_{cd} tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva).

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 f_{cd} \leq 12 \quad MPa$$

N_d axil de cálculo incluyendo la fuerza de pretensado existente en la sección en estudio.

ρ_1 cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio.

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$

3.1.3.3 EUROCÓDIGO 2 EN-1992-1-1 [12]

La expresión adoptada por el eurocódigo 2 esta basada en la ecuación propuesta en el CM-90. La resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal viene dada por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.12)$$

También con un mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

Siendo

A_{s1} es el área del armadura longitudinal, que se extiende una longitud mayor o igual a $(l_{bd} + d)$ de la sección considerada.

b_w es el ancho del alma, en mm

N_{Ed} es la fuerza normal a la sección transversal debida al pretensado

A_c es el área de la sección transversal de hormigón, en mm^2

3.1.3.4 AASHTO LRFD 2000 [1]

La expresión que utiliza la norma AASHTO LRFD 2000 se basa en el Modified Compression Field Theory (MCFT) y emplea el procedimiento simplificado propuesto por Adebar y Collins en 1996 [23]. Debido a que se utiliza el modelo del MCFT, la AASHTO tiene en cuenta tanto las condiciones de equilibrio como las de compatibilidad.

La capacidad resistente a cortante de un elemento viene dada por la expresión 3.13:

$$V_c = \phi \beta \sqrt{f'_c} b_v z \quad (3.13)$$

Donde

ϕ factor de seguridad del hormigón

β coeficiente obtenido de la tabla 3.1

Tabla 3.1. Coeficiente β según la AASHTO LRFD 2000

s _{xe} [m]		ε _x x 1000										
		≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	≤ 1.50	≤ 2.00
≤ 0.127	θ	25.4°	25.5°	25.9°	26.4°	27.7°	28.9°	30.9°	32.4°	33.7°	35.6°	37.2°
	β	0.53	0.505	0.463	0.429	0.368	0.326	0.272	0.238	0.215	0.184	0.163
≤ 0.254	θ	27.6°	27.6°	28.3°	29.3°	31.6°	33.5°	36.3°	38.4°	40.1°	42.7°	44.7°
	β	0.482	0.482	0.448	0.408	0.338	0.293	0.240	0.208	0.186	0.157	0.138
≤ 0.381	θ	29.5°	29.5°	29.7°	31.1°	34.1°	36.5°	39.9°	42.4°	44.4°	47.4°	49.7°
	β	0.445	0.445	0.445	0.384	0.304	0.258	0.205	0.174	0.154	0.127	0.109
≤ 0.508	θ	31.2°	31.2°	31.2°	32.3°	36.0°	38.8°	42.7°	45.5°	47.6°	50.9°	53.4°
	β	0.374	0.374	0.374	0.384	0.304	0.276	0.205	0.174	0.150	0.127	0.109
≤ 0.762	θ	34.1°	34.1°	34.1°	34.2°	38.9°	42.3°	46.9°	50.1°	52.6°	56.3°	59.0°
	β	0.372	0.372	0.372	0.369	0.283	0.235	0.183	0.920	0.133	0.108	0.092
≤ 1.016	θ	36.6°	36.6°	36.6°	36.6°	41.1°	45.0°	50.2°	53.7°	56.3°	60.2°	63.0°
	β	0.338	0.338	0.338	0.338	0.267	0.218	0.167	0.138	0.119	0.095	0.079
≤ 1.524	θ	40.8°	40.8°	40.8°	40.8°	44.5°	49.2°	55.1°	58.9°	61.8°	65.8°	68.6°
	β	0.292	0.292	0.292	0.292	0.243	0.193	0.143	0.117	0.098	0.077	0.063
≤ 2.032	θ	44.3°	44.3°	44.3°	44.3°	47.1°	52.3°	58.7°	62.8°	65.7°	68.7°	72.4°
	β	0.258	0.258	0.258	0.258	0.226	0.176	0.127	0.101	0.084	0.063	0.052

s_{xe} es la separación equivalente entre fisuras

$$s_{xe} = \frac{35}{a+16} s_x$$

a es el tamaño máximo del árido

s_x parámetro de separación de fisuras definido en la figura 3.15. Es el mínimo entre z y la distancia vertical entre las capas de armadura horizontal distribuida en el alma.

z es el brazo mecánico ($z \cong 0,9 d_v$).

d_v canto útil de la pieza

ε_x deformación longitudinal en el alma. El valor de ε_x se puede obtener a partir del valor de la deformación de la fibra correspondiente al baricentro de las armaduras ε_t .

La deformación del centro de gravedad de la armadura longitudinal se calcula:

$$\varepsilon_t = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - \phi_p V_p + 0,5 N_f - A_p f_{po}}{E_s A_s + E_p A_p}$$

M_f momento flector de cálculo, siempre positivo

V_f esfuerzo cortante efectivo

ϕ_p factor de resistencia (usualmente 0.3 y 0.8)

V_p valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección de estudio

N_f esfuerzo normal de cálculo (positivo si es de tracción)

A_p sección de la armadura activa

f_{po} se puede tomar como $0,7 f_{pu}$ para niveles normales de pretensado

f_{pu} resistencia última de tracción de la armadura activa

E_s módulo de elasticidad de la armadura pasiva

E_p módulo de elasticidad de la armadura pasiva

Para el caso de elementos sin cercos se puede considerar que $\varepsilon_t = \varepsilon_x$

A_s área de armadura pasiva

f'_c es la resistencia específica del hormigón

b_v ancho del alma

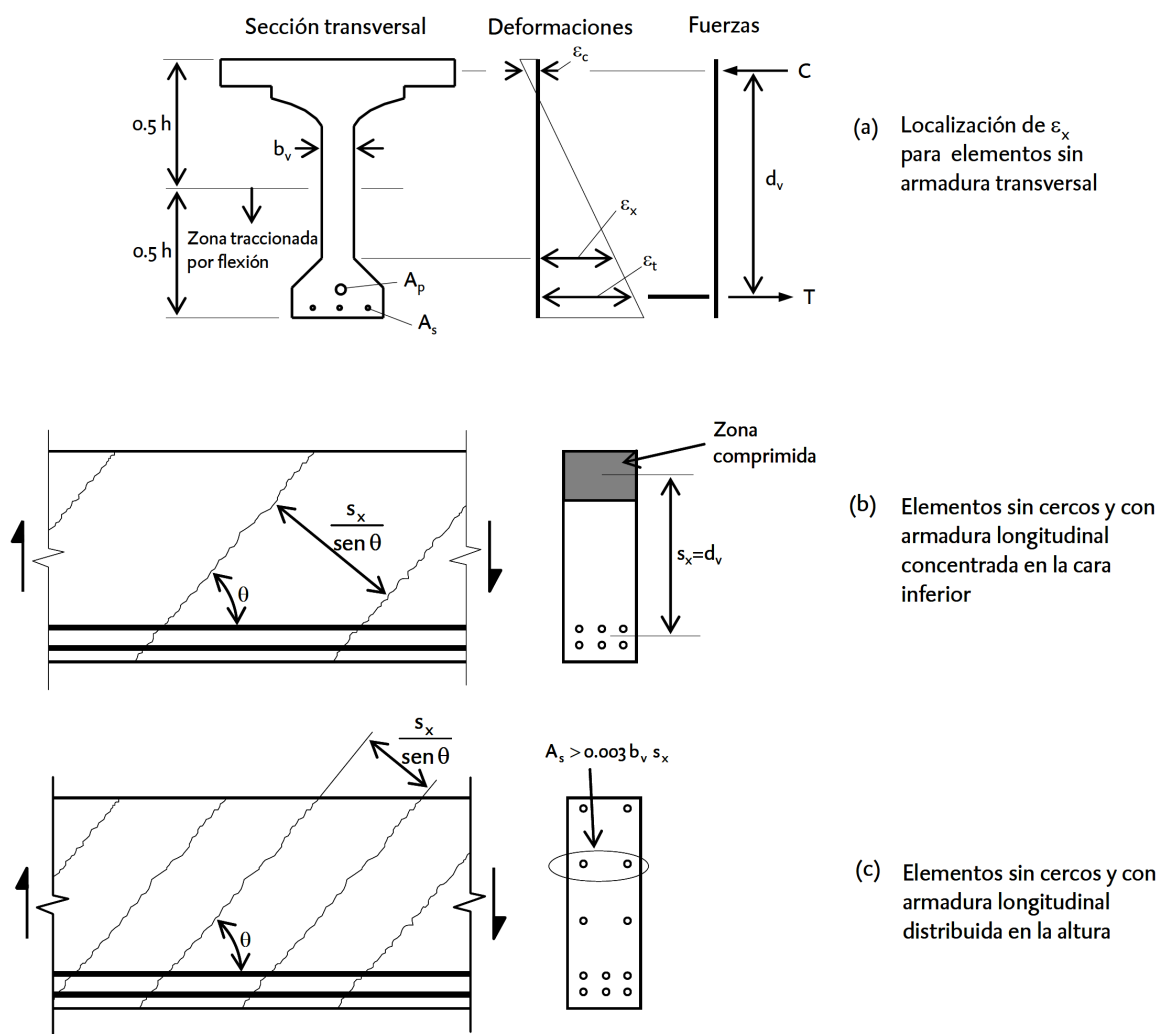


Figura 3.15. Parámetro de espaciado de fisura.

3.1.3.5 ACI 318-08 [2]

En la normativa ACI 318-08 se distinguen dos procedimientos para la determinación de la capacidad resistente a cortante de un elemento sin cercos. Uno es el método simplificado y que calcula la capacidad resistente a cortante según la fórmula 3.14.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (3.14)$$

Siendo

f'_c es la resistencia específica del hormigón a compresión, en MPa.

b_w el espesor del alma

d el canto útil

El segundo procedimiento es más detallado, según la expresión 3.15:

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0,3 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.15)$$

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$$

Siendo:

f'_c es la resistencia específica del hormigón a compresión, en MPa.

ρ_w es la cuantía de armadura longitudinal

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

A_s es el área de armadura longitudinal anclada efectivamente en la sección analizada

b_w es el espesor del alma, en mm

d es el canto útil

V_u cortante de cálculo concomitante con el momento M_u en la sección estudiada

M_u Momento de cálculo concomitante con el cortante V_u en la sección estudiada

3.2 REFUERZOS CON CARBONO

3.2.1 REFUERZOS ACTIVOS Y PASIVOS CON LÁMINAS ADHERIDAS CON RESINAS EPOXÍDICAS

Los refuerzos de secciones de hormigón armado pueden clasificarse de diferentes maneras. En función del momento en que los elementos de refuerzo entran en carga, los refuerzos pueden clasificarse en activos y pasivos.

Los refuerzos activos son refuerzos que entran en carga a la vez que la estructura. Resultan adecuados para situaciones en las que los elementos originales sean poco seguros y se emplearán en los casos en que el material de la estructura original no sea capaz de desplazar las cargas a la estructura resistente del refuerzo.

Los refuerzos pasivos son aquellos que entran en carga para prestar su colaboración resistente a partir de un determinado estado tensional en la estructura existente. Esta colaboración puede ser movilizada, por ejemplo, mediante los incrementos de deformación de la estructura original e incluso en el límite por el eventual fallo de la estructura original, situación límite ante la cual el refuerzo debería ser proyectado para soportar la totalidad de la carga. Estos refuerzos pueden realizarse sin necesidad de recuperar el estado neutro de la estructura original es decir sin necesidad de descargar la estructura previamente.

La selección de una de las dos tipologías de refuerzo antes indicadas depende de múltiples factores. Entre otros podríamos citar: el nivel de sollicitación o incluso el nivel de daño que presenta la estructura original; la facilidad o dificultad que presenta el proceso de descarga de la estructura original para recuperar su estado tensional neutro o la viabilidad en la práctica de tal proceso; la facilidad o dificultad para la entrada en carga de los refuerzos pasivos condicionados en gran medida por la rigidez de la estructura original; la ductilidad de los elementos a reforzar; el coste de la propia solución de refuerzo etc.

Lo indicado previamente nos permite indicar que la selección de una determinada tipología de refuerzo está condicionada en gran medida por la situación tensional del elemento original e incluso por sus condiciones de deformabilidad y de ductilidad. Resulta determinante el tipo de sollicitación: axial, flexión, cortante o torsión, frente a la cual precisamos incrementar la capacidad resistente del elemento para determinar el tipo de refuerzo. A continuación exponemos brevemente las tipologías de refuerzo que usualmente se realizan en flexión y cortante.

3.2.1.1 REFUERZOS EN FLEXIÓN

Los refuerzos a flexión son los más comunes en elementos tales como vigas, losas y forjados.

La resistencia a flexión de estos elementos, si se excluyen los fallos por adherencia y anclaje, generalmente está limitada por el agotamiento de su cabeza comprimida, fallo a compresión del hormigón, o bien por agotamiento de la armadura de tracción,

al haberse sobrepasado la deformación correspondiente al límite de agotamiento del acero.

La aparición de los materiales compuestos ha hecho evolucionar la técnica de adherir chapas de acero sustituyendo el acero por laminados de materiales compuestos.

Las principales ventajas de estos materiales compuestos frente a las tradicionales chapas metálicas de acero son las siguientes:

- Menor peso, lo que repercute en que los medios auxiliares necesarios para su montaje sean menores. La densidad de los materiales compuestos es un 20% de la del acero, por lo que el refuerzo será mucho más ligero reduciéndose en gran medida los medios auxiliares necesarios, tales como maquinaria, apeos, cimbras, etc., durante la ejecución.
- Las juntas son menos numerosas y más fáciles de ejecutar, ya que el material se presenta en rollos de gran longitud y en caso de ser necesario realizarlas no requieren soldadura, por lo que no se daña el adhesivo que se haya empleado para su unión a la superficie de hormigón.
- Presentan buen comportamiento frente a los agentes agresivos, por lo que apenas requieren mantenimiento.
- Los materiales compuestos presentan muy buen comportamiento a la fatiga.
- Su resistencia a tracción es muy elevada. La carga última de los materiales compuestos puede llegar a ser tres veces la del acero, con la ventaja adicional de que son materiales que se pueden fabricar con distintas proporciones de fibra y matriz de manera que se formulen para alcanzar una resistencia determinada.

La forma de trabajo y de refuerzo de secciones se puede ver en la figura 3.16.

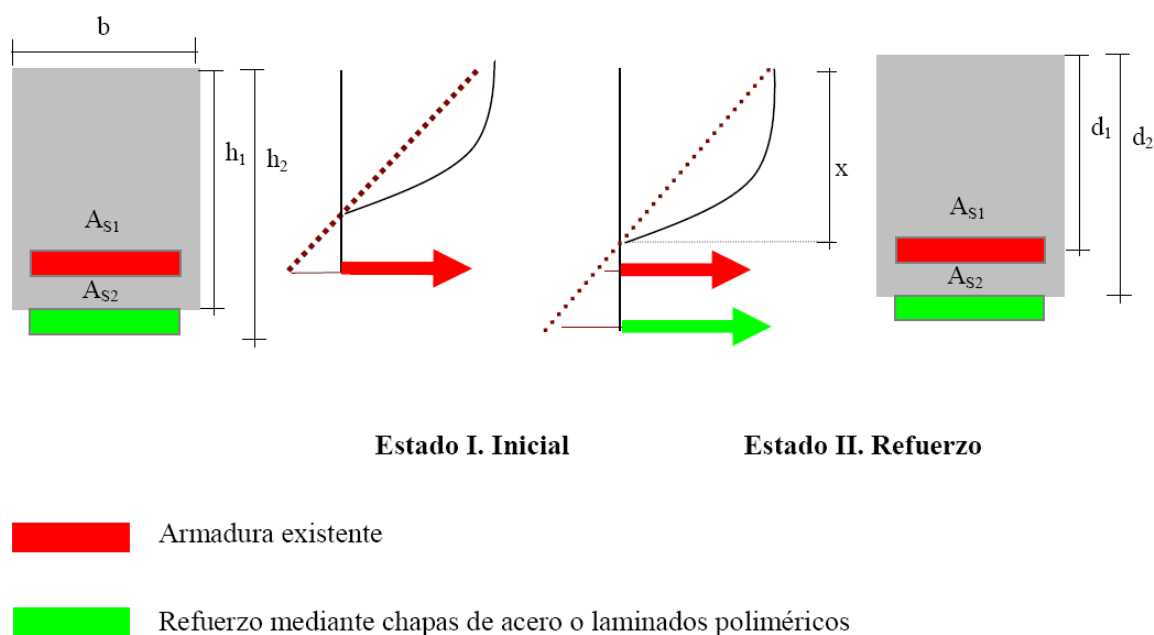


Figura 3.16. Refuerzo de secciones

Hollaway. (1993), [32] al analizar la influencia de las condiciones medioambientales en los refuerzos de estructuras indica una mayor idoneidad de los materiales poliméricos para refuerzos de estructuras frente a los refuerzos con chapas de acero. Esto se debe a las posibilidades de formular los laminados de manera que sean resistentes a los agentes agresivos tales como la alcalinidad, agentes químicos, oxidación, etc., en una amplia gama de temperaturas.

El principal inconveniente de estos materiales ha sido su coste, por lo que a pesar de haber aparecido en la década de los ochenta no se han podido utilizar de manera rentable hasta que recientemente cuando dicho coste se ha abaratado.

Hemos de señalar que un inconveniente que presentan los FRP (polímeros reforzados con fibras) al emplearlos como materiales de refuerzo es el que, salvo variedades muy específicas, carecen de reserva plástica, aspecto que ha de ser analizado en el cálculo a pesar de que en elementos a flexión la rotura del laminado vaya precedida de una gran deformación por fisuración que sería indicativa del posible fallo del elemento. Otro aspecto que se ha de considerar previamente al empleo de estos materiales es que a pesar de ser resistentes a la mayoría de los agentes agresivos del hormigón, todavía no está suficientemente definido su

comportamiento frente a los rayos UV (ultravioleta). Además, no podemos olvidar que, al igual que en los refuerzos con chapas metálicas, los refuerzos con materiales compuestos presentan como limitación importante su baja resistencia al fuego, tanto de las formulaciones epoxi necesarias para la adhesión del material compuesto al soporte, como del propio material compuesto.

3.2.1.2 REFUERZOS EN CORTANTE

Tanto la técnica de incrementar la armadura de estribos mediante cuantías complementarias de armadura transversal como la utilización del pretensado han sido aplicadas como técnicas de refuerzo frente a la sollicitación de cortante.

Además, hoy en día, se están aplicando soluciones consistentes en el empleo de materiales compuestos adheridos a las caras de la sección para el refuerzo a cortante de elementos de hormigón armado. En el caso de materiales compuestos se distinguen las siguientes tipologías de refuerzos a cortante:

- Laminado continuo en todo el perímetro de la sección, según la figura 3.17

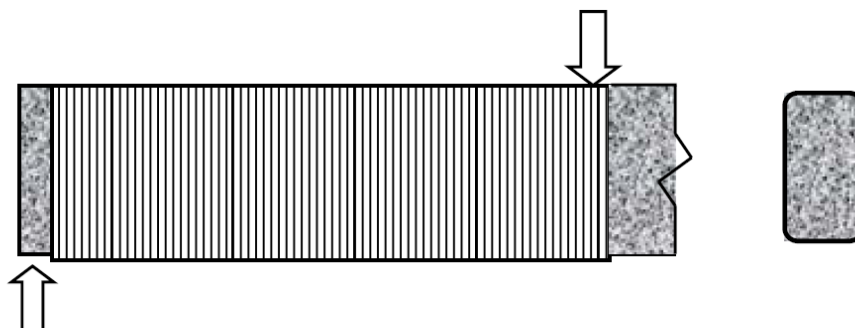


Figura 3.17. Laminado continuo en todo el perímetro de la sección

- Laminado continuo en el alma y/o la base de la sección, según la figura 3.18

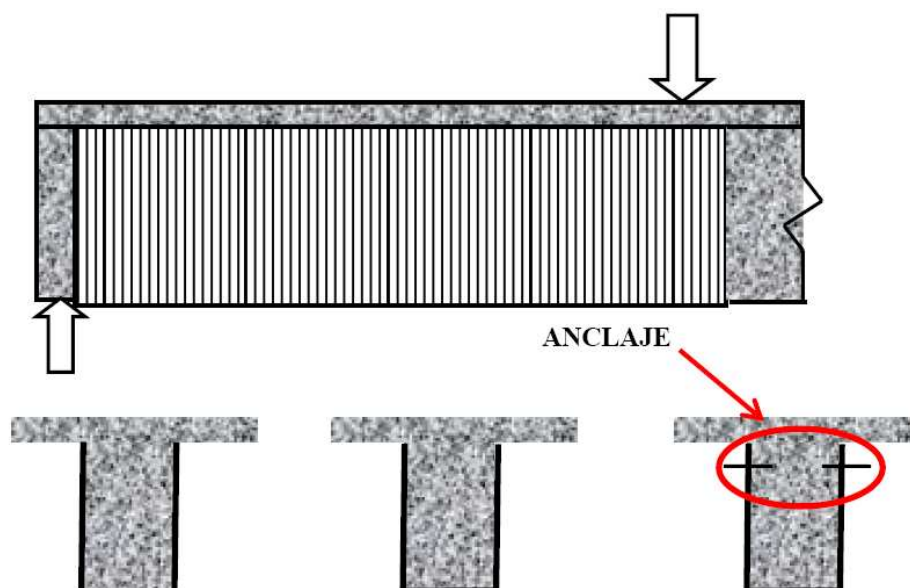


Figura 3.18. Laminado continuo en la base y alma de la sección.

- Laminado a modo de estribos, según la figura 3.19

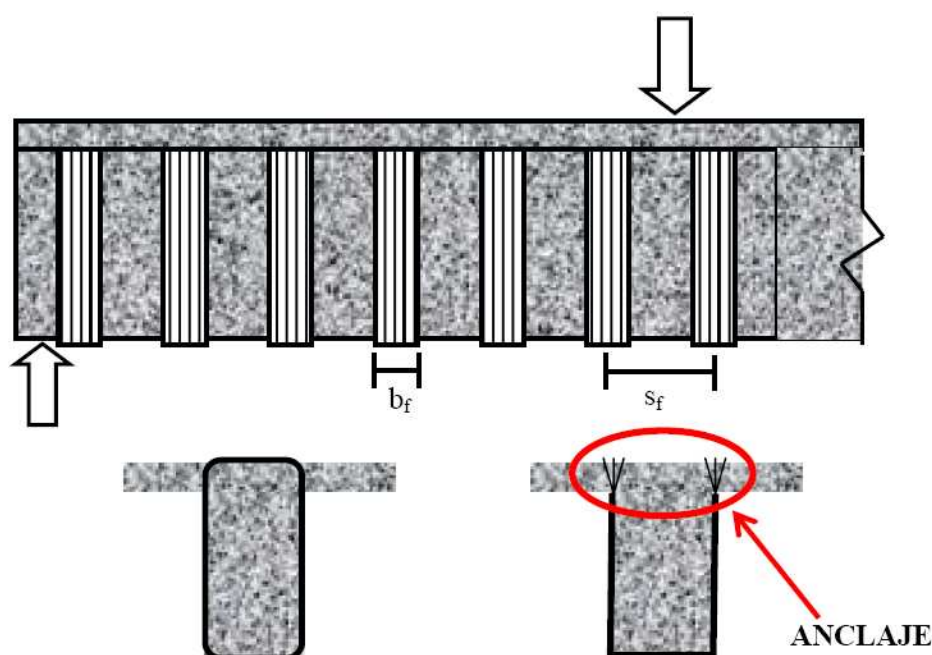


Figura 3.19. Laminado a modo de estribos

El método más efectivo consiste en la aplicación del laminado en todo el perímetro de la sección y es el que se aplica de manera más habitual en los refuerzos de columnas dada la posibilidad de acceder a las cuatro caras del elemento.

En el caso de refuerzo de vigas el refuerzo con el material adherido en todo el perímetro es más complicado de ejecutar, dada la existencia en general de una losa

superior que sería necesario romper para poder envolver completamente el elemento, por lo que es más común la aplicación del laminado en tres caras de la sección (sección en U) o bien en las dos caras laterales, siendo este último esquema el menos efectivo. Cabe destacar que en estos casos para garantizar la colaboración del refuerzo puede ser necesario realizar un anclaje del laminado dispuesto en el alma, según se indica en las figuras 3.18 y 3.19.

3.2.2 MATERIALES PARA EL REFUERZO

Dado el objeto del trabajo fin de máster y de acuerdo con lo expuesto en el apartado precedente relativo a los sistemas de refuerzo, pasamos a describir los aspectos fundamentales de los materiales empleados en las técnicas de refuerzo a flexión y a cortante a base de laminados de materiales compuestos adheridos a las superficies de hormigón. En función de ello los materiales para estos sistemas de refuerzo son los adhesivos y los materiales compuestos o "composites", materiales para los cuales se presenta el resumen de sus características básicas en función del análisis realizado sobre el estado actual de conocimiento en lo concerniente a sus aplicaciones como materiales para el refuerzo de secciones de hormigón armado en flexión.

3.2.2.1 ADHESIVOS

La función fundamental del adhesivo empleado en la unión de bandas de materiales compuestos a superficies de hormigón es garantizar una adhesión adecuada del material de refuerzo a la superficie del hormigón, para dotar a la unión de un nivel de resistencia tangencial adecuada en función del nivel de las tensiones tangenciales de rasante que solicitarían a tal superficie de contacto. Ante esta utilización de carácter estructural el adhesivo ha de garantizar una elevada capacidad de adhesión con el hormigón y el material de refuerzo, así como acreditar unas características reológicas, mecánicas y de durabilidad adecuadas a su utilización como material de refuerzo estructural.

Existen otros tipos de adhesivos que serían los que se integran en el propio material

compuesto como componentes, adhesivos que servirían para aglutinar las fibras del compuesto para formar el laminado.

Una gran mayoría de los adhesivos empleados en construcción son no-estructurales, como por ejemplo algunos de los que se emplean para el sellado o relleno de fisuras, casos en los que al adhesivo no se le exige prioritariamente una resistencia estructural determinada; sin embargo, el adhesivo empleado para la unión de un material de refuerzo, chapa de acero o material compuesto, y el hormigón ha de ser estructural, dado que este ha de asegurar la transmisión de tensiones rasantes entre ambos materiales de manera que garantice el comportamiento estructural de la sección compuesta tanto frente a los estados límite de servicio como frente a los estados límite últimos y todo ello respetando las condiciones de durabilidad exigibles.

Mays y Hutchinson, 1992, [37] indican que los adhesivos especialmente formulados para su uso estructural son las resinas epoxi y resinas de poliéster no saturadas. Las primeras, a pesar de ser más caras, son las más utilizadas debido a la alta tensión de adherencia, baja retracción durante el curado, etc. siendo necesario además diseñar la unión, de manera que se preparen adecuadamente las superficies a unir, se controle la aplicación y, si es necesario por el ambiente, se proteja el adhesivo una vez aplicado, con objeto de asegurar el buen comportamiento de la unión a corto y largo plazo.

De acuerdo con la experiencia, también el tipo de adhesivo más utilizado son las resinas epoxi, si bien dada la gran gama de resinas que pueden formularse será necesario en cada utilización concreta establecer las características más idóneas, no solo por condicionantes mecánicos, sino también considerando las condiciones ambientales, tales como la humedad ambiental, temperatura, etc. en que se realizará su utilización.

Podemos indicar que los principales parámetros que rigen el comportamiento de un adhesivo estructural a base de resinas epoxi, y en consecuencia condicionan su selección y utilización son: su punto de reblandecimiento, los tiempos de trabajabilidad, el módulo de elasticidad, la adhesión y la resistencia tangencial.

Las formulaciones epoxídicas son el conjunto resultante de la combinación de dos componentes principales, una base epoxídica y un endurecedor. Las bases epoxídicas, llamadas también resinas epoxi, provienen de la reacción de la epidoridrina sobre el fisbenol, productos de condensación que contienen grupos epoxi funcionales. Los endurecedores son aminas, amidas, tiokoles y, a veces, isocianatos. Son moléculas orgánicas con un elevado número de grupos reactivos, que provocan un endurecimiento del conjunto. Las propiedades finales de la formulación dependen fundamentalmente del tipo de endurecedor elegido.

A las formulaciones epoxi propiamente dichas pueden añadirse cargas para modificar sus propiedades de viscosidad, tixotropía, características mecánicas, solubilidad en agua, reactividad, etc., cargas que están constituidas por minerales inertes, polvo o granulados, en general insolubles.

Una coloración con pigmentos inorgánicos para cada uno de los componentes evita errores de manipulación y permite una homogeneización correcta.

Dada la gran versatilidad de estos productos las propiedades físicas pueden variar dentro de un importante rango, dependiendo de la utilización prevista del adhesivo. La exposición de las propiedades generales de las formulaciones epoxídicas ponen de manifiesto el carácter versátil de estos materiales. La gran variedad de productos hace posible la determinación de adhesivos adaptados a cada aplicación, por tanto, no existen adhesivos universales.

La rigidez del adhesivo tiene que ser suficiente como para transmitir por adherencia los esfuerzos entre el material de refuerzo y el soporte de hormigón a lo largo de la vida útil. Bresson fija un valor mínimo del módulo de deformación transversal en 4500 N/mm^2 , empleándose en la práctica adhesivos con módulos de 9000 N/mm^2 . Diferentes autores establecen que la rigidez del adhesivo debe fijarse en función del nivel de las sollicitaciones térmicas, del carácter instantáneo o permanente y/o duración de las acciones, y del carácter estático o dinámico de las mismas. Fernández Cánovas, M. [8], establece como exigencia el empleo de adhesivos con módulos de deformación transversal superiores a 5000 N/mm^2 , según ensayos

efectuados con solicitaciones de larga duración.

En relación a las solicitaciones térmicas, de manera general, se tiene que asegurar un comportamiento tensional y deformacional adecuado del adhesivo para un rango de temperaturas comprendidas entre -20°C y $+60^{\circ}\text{C}$, sin olvidar las condiciones de servicio del elemento que en algunos casos pudieran llegar a ser excepcionales, tales como estructuras sometidas a altas temperaturas.

Con respecto a la influencia de la temperatura en la capacidad resistente de la unión Leone, M.; Aiello, M. A. Y Matthys, (2006), [36] desarrollaron un modelo con objeto de determinar la variación de las características resistentes de la unión en función de la temperatura. En su estudio indican que la tensión máxima de adherencia y la fuerza de anclaje aumentan según aumenta la temperatura en la unión por encima de 20°C , si bien decrecen para temperaturas superiores al punto de reblandecimiento del adhesivo. Además, los valores de deformación se incrementan con el aumento de la temperatura por lo que concluyen que con el aumento de temperatura la unión se comporta de manera más flexible.

El adhesivo debe ser resistente al ataque químico de los componentes del ambiente en el que se ubica la estructura. La evaluación de las posibles degradaciones por acciones químicas puede ser relacionada con su capacidad de absorción de agua por lo que esta se limita a un 2%.

Saadatmanesh y Eshani, en (1990) [43] desarrollaron un programa de investigación con objeto de determinar la resina epoxi más adecuada para la unión de chapas de acero y laminados de materiales compuestos a soportes de hormigón. Para ello se ensayaron una serie de vigas reforzadas obteniéndose que la resina más flexible no permitía la transmisión de tensiones rasantes por lo que no se obtenía ningún incremento de carga respecto a los elementos sin reforzar. En el caso de la resina más rígida, en el momento en que el hormigón se había fisurado, el adhesivo comenzaba a separarse del soporte y el fallo de la pieza se producía de manera frágil sin que, como pasaba con la resina más flexible, se obtuviese ninguna mejora de capacidad portante respecto a la viga no reforzada. Por el contrario, el empleo de una resina de rigidez media hizo que se obtuvieran mejores resultados tanto en

términos de carga última como en rigidez respecto a la viga sin reforzar.

Tu y Kruger, (1996), [50] testan distintos tipos de resinas con objeto de determinar algunas de las características de las mismas. Tras estos ensayos se concluyó que las resinas tienen mayor resistencia y deformación por fluencia, pero menor módulo de deformación tangencial que el hormigón. Es de destacar la influencia del aumento de la temperatura que incrementa la deformación por fluencia de las resinas y reduce la resistencia del adhesivo. Indican además que la humedad no afecta a la unión, salvo en el caso en que dicha unión esté sumergida, en cuyo caso la adherencia con el soporte se reduce como consecuencia de la absorción de agua por la resina que impide el correcto curado de ésta.

Martínez R., (1999), [18] indica que si bien el adhesivo de resina epoxi no aporta contribución a la resistencia mecánica longitudinal ha de transmitir solicitaciones tangenciales, por lo que precisa garantizar, aparte de las condiciones de trabajabilidad adecuadas, un comportamiento estructural al igual que el propio material de refuerzo y en consecuencia es necesario que garantice las siguientes características:

- Larga vida de la mezcla (tiempo, una vez mezclado los componentes del adhesivo, durante el cual se puede aplicar a los elementos a unir).
- Largo periodo abierto (tiempo, una vez colocado el adhesivo sobre el soporte, durante el cual es posible pegar el otro elemento).
- Rápido curado, incluso a bajas temperaturas (tiempo, una vez endurecido, en el que el adhesivo adquiere resistencia).
- Insensibilidad a la humedad.
- Altas resistencias mecánicas. El refuerzo no debe agotarse por fallo del adhesivo.
- Buena adherencia al hormigón y al acero.
- Poca fluencia bajo cargas, para evitar que la lámina se descargue y el refuerzo pierda su función.
- Que no presente retracción durante el curado, pues probablemente se despegaría de los soportes.
- Coeficiente de dilatación térmica bajo y similar al del hormigón.

Berenguel, A., (1999), [4], indica que otras características exigibles al adhesivo serían:

- Modulo de elasticidad del orden de 2 GPa.
- Deformación a rotura compatible con las armaduras.
- Estabilidad frente a los agentes químicos.

Luizaga, A., (2005), [17] indica que las características exigibles a los adhesivos empleados en refuerzos son:

- Tiempo de endurecimiento máximo 7 días.
- Adhesividad, parámetro importante dado que determina la resistencia a rotura de la unión soporte-adhesivo y adhesivo-refuerzo. Las tensiones de rotura tienen que superar los $2,5 \text{ N/mm}^2$.
- Resistencia a compresión superior a 80 N/mm^2 .
- Resistencia a tracción superior a 30 N/mm^2 .
- Resistencia a flexión superior a 40 N/mm^2 .
- Resistencia a cizallamiento superior a $7,5 \text{ N/mm}^2$.

3.2.2.2 COMPOSITES COMO MATERIAL DE REFUERZO

Los sistemas de refuerzo a base de "composites" consisten en el pegado externo sobre la superficie de hormigón de bandas de dicho material. Tal y como se ha indicado anteriormente el composite actúa como una armadura externa, haciendo unas funciones similares a las que hace la armadura interna adherente y convencional a base de barras, siendo la prestación mecánica principal de estos materiales su alta resistencia a tracción, con una elevada relación resistencia/peso y rigidez/peso .

El término composite indica que están formados por dos o más componentes, una matriz y unas fibras, que actúan de manera conjunta, complementaria y solidaria. Los principales sistemas de refuerzo a base de materiales compuestos o composites existentes en el mercado, clasificados de acuerdo con el momento de aplicación de la matriz, son los materiales totalmente preconformados o los realizados in situ a

base de tejidos de fibras.

Los materiales preconformados vienen en forma de laminados, en los que ya están dispuestas conjuntamente las fibras y la matriz, de manera que mediante un adhesivo se unen a la superficie prevista para el refuerzo. Sin embargo los tejidos son materiales en los que todavía no se ha colocado la matriz, de manera que el mismo material que se aplique como matriz actúa también como adhesivo a la superficie de hormigón.

Entre los distintos tipos de fibras, matrices y como consecuencia materiales compuestos existentes, las más utilizadas actualmente son las fibras de carbono con matriz de resina epoxi, si bien a continuación se describen todos los diferentes tipos de fibras y matrices que se emplean para la formación de los materiales compuestos finales denominados como FRP.

FIBRAS

Las fibras más empleadas en construcción son de tres tipos: vidrio, carbono y aramida.

Las fibras de vidrio se fabrican por extrusión y existen diferentes tipos en función de su módulo de elasticidad y tensión de rotura, distinguiéndose entre las fibras de módulo de 70 GPa y tensión última de 1000 a 2000 MPa (fibras tipo E, A, C y E-CR), y las fibras con mayor módulo, 85 GPa, y mayor tensión última, 2000-3000 MPa (fibras tipo R, S y AR), según se expresa en la tabla 3.2. En general las fibras de vidrio, si no son tratadas específicamente, tienen como inconveniente para su empleo en refuerzos de estructuras de hormigón el no ser resistentes a los álcalis. Por esta razón se han desarrollado unos tipos, denominados AR, de manera que por su resistencia a los álcalis se pueden emplear en el refuerzo de estructuras de hormigón.

Tabla 3.2. Tipología de fibras de vidrio.

Tipo de Fibra	Uso Principal
E	Fibra standard, bajo contenido en álcalis (< 1%).
A	Propiedades inferiores a fibras tipo E, pero mayor contenido en álcalis (10-15 %).
C	Mayor resistencia a la corrosión que fibras tipo E.
E-CR	Buena resistencia a corrosión por ácidos y propiedades similares a fibras tipo E.
R, S	Mejores características mecánicas que las fibras tipo E.
AR	Fibras resistentes a los álcalis, empleadas para el refuerzo de elementos de HA.

Las fibras de aramida son fibras sintéticas anisótropas que presentan buen comportamiento frente a fatiga, así como dureza y tolerancia al daño, si bien sus principales desventajas son su baja resistencia a cargas de impacto y su sensibilidad a los rayos UV.

Las fibras de carbono son las de módulo de elasticidad más alto (230-300 GPa), lo que resulta mas compatible con la deformación necesaria para garantizar un mejor comportamiento en las piezas de hormigón armado, obteniéndose composites de mayor resistencia y rigidez. Sus características mecánicas difieren mucho en función del material base y de la orientación de los cristales. Son las fibras más utilizadas para la fabricación de laminados para refuerzo de estructuras, si bien hay que indicar que la energía necesaria para su elaboración es elevada y por lo tanto el precio de los laminados elaborados con ellas es alto.

De acuerdo a los ensayos realizados el mejor comportamiento a fatiga es el de las fibras de carbono sin que hasta la fecha se haya establecido un criterio claro para valorar el comportamiento a fatiga y válido para todo tipo de fibras.

En la tabla 3.3 del FIB bulletin 14 (2001) [9] se recogen las características mecánicas de las tres clases de fibras, características que no son aplicables al material compuesto ya que variarán cuando las fibras se combinen con la matriz para generar el material aplicable para realizar el refuerzo.

Tabla 3.3. Características mecánicas de las fibras

Material	Módulo Elasticidad (GPa)	Resistencia a Tracción (MPa)	Deformación de rotura (%)
Carbón			
Alta resistencia	215-235	3500-4800	1.4-2.0
Super Alta resistencia	215-235	3500-6000	1.5-2.3
Alto Módulo	350-500	2500-3100	0.5-0.9
Súper Alto Módulo	500-700	2100-2400	0.2-0.4
Vidrio			
E-Glass	70	1900-3000	3.0-4.5
S-Glass	85-90	3500-4800	4.5-5.5
Aramida			
Bajo módulo	70-80	3500-4100	4.3-5.0
Alto módulo	115-130	3500-4000	2.5-3.5

Los anteriores valores pueden verse modificados por el tipo de sollicitación y son función de la exposición medioambiental a la que vaya a estar expuesto el material.

MATRIZ

La matriz tiene una influencia muy alta en determinadas características mecánicas del material compuesto, tales como el módulo de deformación y las resistencias transversal, a corte y a compresión. Además debe cumplir cuatro funciones fundamentales para garantizar un comportamiento correcto del material compuesto:

- Fijar las fibras en la posición geométrica deseada
- Transferir los esfuerzos a las fibras
- Prevenir el pandeo de las fibras ante fuerzas de compresión
- Formar una barrera entre las fibras y el ambiente, protegiéndolas de la humedad, oxidación, ataque químico, etc.

Las matrices más utilizadas son resinas poliméricas de epoxi, poliéster o vinilo, si bien las más compatibles con la fibra de carbono son las resinas epoxi al haberse demostrado que son las que mejor impregnan este tipo de fibra y las que mayor adherencia tiene con ellas. Además, hay que indicar que las resinas epoxi tienen un curado sin retracción, lo cual es importante para el uso al que va destinado el material compuesto. Cabe destacar que todas las resinas son sensibles a los rayos UV por lo que se han de proteger adecuadamente.

FRP. POLIESTER REFORZADO CON FIBRA.

Independientemente de la fibra empleada los materiales compuestos, composites, no son homogéneos, es decir sus propiedades dependerán en gran medida de las fibras y matriz empleadas, pero también de la cantidad de fibra (en términos de fracción de volumen) y la configuración geométrica adoptada para las fibras. Por otro lado se pueden emplear distintos tipos de fibra obteniéndose diferentes materiales finales, que tienen como parámetro básico de comparación su diferente módulo de elasticidad. En cualquier caso estos materiales presentan un comportamiento completamente elástico y lineal hasta rotura, produciéndose su agotamiento con deformaciones inferiores al 3%, sin que se observe ningún escalón plástico ni región de plastificación alguna, razón por la cual su energía de rotura es muy pequeña comparada, por ejemplo, con el acero.

Las propiedades del material compuesto final dependerán de las características de la fibra y de las del material empleado como matriz, así como de la compatibilidad entre ambos y del ángulo entre la dirección de aplicación de las cargas y la orientación de las fibras.

Meier, 1995 [38] compara, en la tabla 3.4 las características del material de refuerzo para las diferentes fibras de aramida, carbono o vidrio utilizables, estableciendo el juicio sobre la influencia del tipo de fibra sobre diferentes características del compuesto.

Tabla 3.4. Comparación de características de las diferentes fibras para refuerzo de estructuras.

Características	Carbón	Aramida	Vidrio
Tensión de rotura	Muy buena	Muy buena	Muy buena
Resistencia a compresión	Muy buena	Nula	Buena
Rigidez	Muy buena	Buena	Adecuada
Cargas permanentes	Muy buena	Buena	Adecuada
Resistencia a fatiga	Excelente	Buena	Adecuada
Resistencia a los álcalis	Muy buena	Buena	Nula
Coste	Adecuado	Adecuado	Muy bueno

En correspondencia con la comparación de características de la tabla anterior, y como ya hemos indicado anteriormente, en el refuerzo de estructuras de hormigón los materiales compuestos más empleados son los laminados y tejidos de fibra de carbono con fibras orientadas en una dirección principal coincidente con las exigencias de resistencia a tracción.

Actualmente coexisten en el mercado dos tipos de material diferentes fabricados con fibras de carbono:

- Laminados de fibra de carbono
- Hoja de tejido de fibra de carbono

Por otro lado los compuestos fabricados pueden ser de diferentes clases de material, teniendo como parámetro básico de comparación su diferente módulo de elasticidad. Así diferenciamos:

- Compuestos fabricados con fibras de bajo módulo de elasticidad, con un módulo en el entorno de $2,3 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ y un alargamiento en rotura aproximado de un 15 ‰.
- Compuestos fabricados con fibras de alto módulo de elasticidad, con un módulo de elasticidad que varía entre $4,4$ y $6,4 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ y un alargamiento en rotura que oscila entre un 4 y un 6 ‰.

Los laminados de fibra de carbono (CFRP) están compuestos por una matriz polimérica de resina epoxi reforzada con fibras de carbono. Estas se fabrican a partir de un copolímero de poliacrilonitrilo (PAN) que se somete a una serie de tratamientos a altas temperaturas, en el que se eliminan muchos elementos distintos del carbono y se favorece la aparición de cristales de carbono orientados según el eje. Por razones técnicas la elaboración del compuesto por el método de pultrusión permite un contenido máximo en fibras del 70 % aproximadamente. En cuanto a los esfuerzos que estos materiales pueden soportar así como por la naturaleza y rigidez del material, los laminados de fibras son sólo aplicables a refuerzos de elementos sometidos a flexión realizados adhiriéndolos a superficies planas en zonas traccionadas.

Las características generales de este tipo de material son las que a continuación se

detallan en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. Características generales de los CFRP

	LAMINADO FIBRA DE CARBONO
Módulo Elasticidad (N/mm ²)	165.000
Resistencia a tracción (N/mm ²)	2.800
Deformación de rotura (‰)	17
Contenido volumétrico en fibra (%)	>68
Espesor (mm)	1.2

Las hojas de fibra de carbono son láminas flexibles compuestas por filamentos de fibra de carbono orientados en una sola dirección y unidas transversal mente por medio de unos hilos de fibra de vidrio que aseguran el comportamiento uniforme en el momento de la aplicación. Las fibras de carbono se fabrican mediante pirólisis de fibras precursoras de base poliacrilonítica a una temperatura de 1500°C obteniéndose como resultado de esta pirólisis una cadena de fibras de carbono de alineación elevada. Los filamentos de fibra de carbono se ensamblan formando hebras sin torcer, usadas para crear una lámina unidireccional. Después de alineadas y estiradas las fibras se entrelazan con una tela de vidrio, generándose el tejido definitivo. El tejido permite el paso del adhesivo de resina epoxi en el momento de la ejecución del material compuesto in situ, de manera que es posible impregnar el tejido con este material. Cabe destacar que en este caso es necesario que el adhesivo sea fluido, con objeto de que penetre por las fibras del tejido, las impregne y moje, de manera que se forme correctamente el material compuesto. Por tanto hay que indicar que las características mecánicas del tejido, tal y como se presenta originalmente, son distintas a las del material compuesto elaborado y colocado, al estar en este caso ya embebido en la matriz de resina.

Dada la flexibilidad del material, éste puede adaptarse a cualquier superficie haciéndolo apto para el empleo en refuerzos de elementos sometidos a flexión, cortante o compresión.

Dada la necesidad de aplicar la resina de la matriz "in situ" y aunque se desarrolle un adecuado control de la ejecución, algunas normas penalizan las características mecánicas del material compuesto en el diseño incrementando los coeficientes

parciales de seguridad o de minoración de las características de los materiales.

Las características generales de este tipo de material son las que se detallan en la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Características generales de los CFRP

	HOJAS DE FIBRA DE CARBONO	
	BAJO MODULO	ALTO MODULO
Módulo Elasticidad (N/mm^2)	230.000	440.000
Resistencia a tracción (N/mm^2)	3.400	2.400
Deformación de rotura ($\%$)	15	5.5
Espesor (mm)	0.11-0.16	0.16
Peso (g/m^2)	200-300	300

Es de destacar que, tanto en el caso de laminados como en los tejidos, las fibras se encuentran alineadas en una única dirección, por lo que en dicha dirección el material será muy resistente y rígido, pero en dirección transversal presentará baja resistencia y bajo módulo de elasticidad. Por ello los refuerzos más habituales en el caso de laminados son aplicaciones sobre superficies planas de zonas traccionadas de elementos sometidos a flexión.

Por lo que respecta a la capacidad de resistir esfuerzos en más de una dirección se están utilizando composites con las fibras en una dirección colocadas por superposición en las direcciones necesarias o bien láminas con las propias fibras orientadas dentro de la misma matriz en más de una dirección.

La influencia que tiene la orientación de las fibras en las características finales del material compuesto es importante, tal y como indica Meier, (1995), [38], quien destaca la influencia del ángulo θ entre la dirección de aplicación de la carga y la dirección de las fibras dentro del material de refuerzo, según la figura 3.20, de acuerdo a las mermas de resistencia observadas en los ensayos realizados solicitando los laminados con cargas que forman un ángulo muy pequeño con la directriz de la orientación de las fibras. El resultado es similar en el caso del módulo

de elasticidad, si bien la reducción observada es menor. Destaca la importancia de este aspecto en referencia a la necesidad de formular nuevos laminados capaces de incrementar la capacidad de la sección frente a distintas sollicitaciones, lo cual implica distintas direcciones de carga, sin perder las prestaciones que se obtienen con laminados elaborados a base de fibras colocadas en una única dirección.

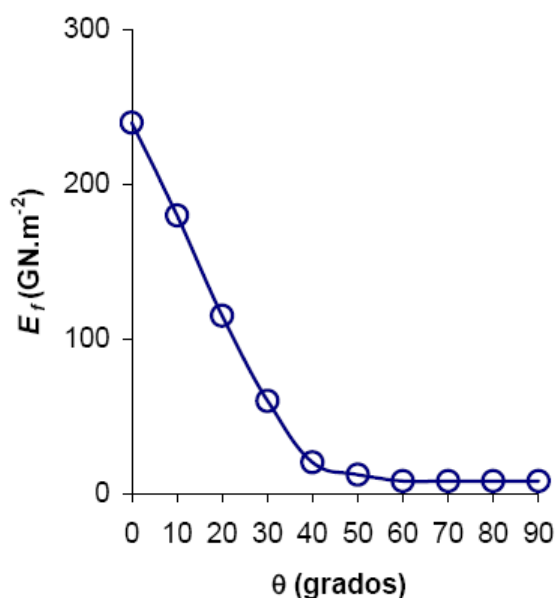


Figura 3.20. Influencia de la dirección de la carga en el módulo de elasticidad de los laminados.

3.2.2.3 PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN

La ejecución de la tipología de refuerzo que estudiamos integra la realización de las diferentes fases cuyos condicionantes de ejecución pasamos a exponer en función del análisis desarrollado sobre la bibliografía existente, revisando las diferentes fases tales como:

- La preparación de las superficies
- La colocación de los laminados
- La ejecución de los laminados in situ mediante tejidos

3.2.3 ESTUDIOS DE REFUERZO A CORTANTE EN PIEZAS DE HORMIGÓN CON FIBRAS ADHERIDAS.

La técnica del refuerzo de piezas de hormigón mediante fibras adheridas exteriormente se lleva empleando desde hace más de veinte años en determinados países. A la par que el nacimiento de esta tecnología se ha desarrollado una formulación que permite calcular dichos refuerzos. Esta formulación viene dada, en muchos casos, por los propios fabricantes de los productos de refuerzo, sin que exista una generalidad o normativa generalizada que permita desarrollar y calcular los refuerzos.

La mayoría de los estudios de refuerzos con FRP han sido referidos a flexión en vigas y compresión en pilares, en tanto que el refuerzo a cortante no ha sido tan estudiado. En Massachusetts, en 1992 Berset, [5] desarrolla un programa experimental para mostrar los esfuerzos que se producen a cortante en vigas de hormigón reforzadas con fibras adheridas exteriormente.

Dicho programa experimental consistió en la realización de seis vigas, de 750 mm de longitud, las dos primeras sin reforzar y las otras cuatro reforzadas con fibra de vidrio, tal y como se detalla en la figura 3.21. El refuerzo de fibra se dispone en la práctica totalidad de los laterales de las vigas, con una orientación de las fibras perpendicular a la dirección de las tensiones principales de cortante.

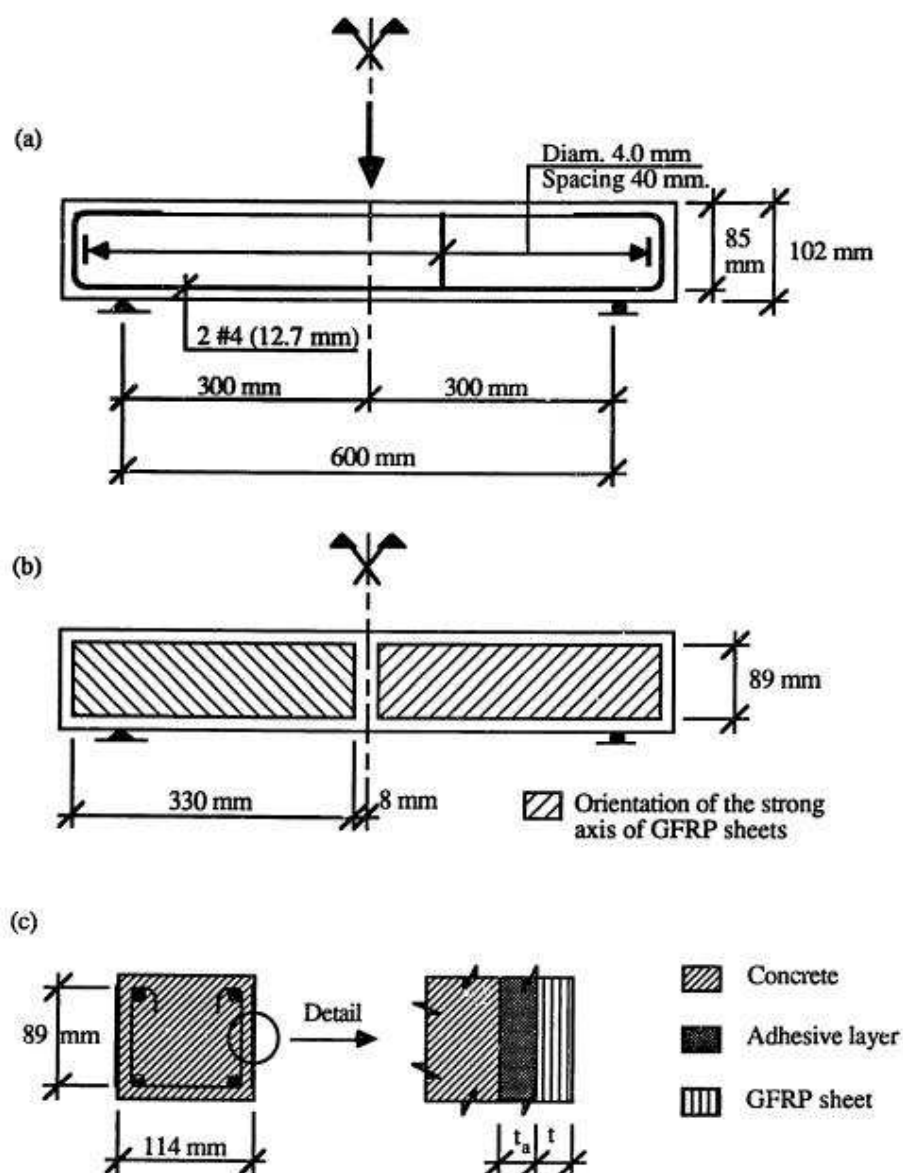


Figura 3.21. Geometría y disposición de barras y refuerzos en las vigas ensayadas por Berset.

El máximo cortante y cortante resistido por el hormigón se indica en las fórmulas de las expresiones 3.16 y 3.17.

$$V = 0,9df_y A_s \frac{4}{L} \quad (3.16)$$

$$V_c = 59 \left(f_c' \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} A_c \quad (3.17)$$

Siendo:

d el canto útil (mm)

f_y es la resistencia del acero (N/mm^2)

A_s el área de la armadura de acero (mm^2)

L la luz de cálculo (mm)

f_c' es la resistencia a compresión del hormigón (N/mm^2)

ρ es la cuantía de acero

a es la longitud del vano de cortante (mm)

A_c es el área de la sección de hormigón (mm^2)

Además la resistencia a cortante de la fibra se establece según la fórmula indicada en la expresión 3.18, muy parecida a la que hoy en día se emplea para dicho cálculo.

$$V_{fc} = 2\sigma_{fc}tz(ctg\alpha + ctg\beta)\sin\beta \quad (3.18)$$

Siendo:

V_{fc} es el cortante soportado por la fibra (N)

σ_{fc} es la tensión de rotura de la fibra empleada (N/mm^2)

t el espesor de la fibra de refuerzo (mm)

z la distancia del centro de compresiones del hormigón al refuerzo longitudinal (mm)

α es el ángulo de inclinación de la rotura

β es la orientación de la dirección principal de las fibras dispuestas con relación a la directriz de la pieza

Posteriormente la Federación Internacional del Hormigón “fib” desarrolló en 2001 [9] una formulación específica para el cálculo de elementos de hormigón reforzados con fibras externamente. En dicha formulación se indica, de acuerdo con el eurocódigo 2 [12] que los refuerzos exteriores de fibras poliméricas deben ser tratados de manera análoga a lo dispuesto con el acero del hormigón armado. Así la resistencia a cortante de un elemento reforzado se puede calcular según la fórmula 3.19 como suma de las resistencias a cortante del hormigón, de la armadura de cortante y de la contribución a cortante del FRP, no sobrepasando al máximo esfuerzo de cálculo a cortante que pueda soportarse sin rotura por compresión en el alma; V_{Rd2} .

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd} , V_{Rd2}) \quad (3.19)$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w 0,9d$$

Siendo:

V_{cd} la resistencia a cortante del hormigón, según la fórmula 3.20

V_{wd} la contribución de la armadura de cortante, según 3.21

V_{fd} la contribución de la fibra a cortante, según 3.22

v el factor de eficacia; $v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$

$$V_{cd} = \left[\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \frac{N_{sd}}{A_c} \right] b_w d \quad (3.20)$$

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

Siendo:

τ_{Rd} la resistencia de cálculo básica a cortante, cuyos datos se recogen en la tabla 3.7

ρ_1 la cuantía de la armadura de tracción

N_{sd} esfuerzo axial en la sección

A_c área de la sección de hormigón

b_w ancho de la sección

d canto útil de la pieza

Tabla 3.7. Valores de τ_{Rd} (N/mm²) tomando $\gamma_c=1,5$ para diferentes resistencias de hormigón.

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9d f_{ywd} \quad (3.21)$$

Con:

A_{sw} el área de la sección transversal de la armadura de cortante

s la separación entre estribos

f_{ywd} el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

La contribución del FRP a capacidad cortante se puede escribir mediante la expresión 3.22.

$$V_{fd} = 0,9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.22)$$

Siendo:

$\varepsilon_{fd,e}$ la deformación efectiva de cálculo del FRP

E_{fu} el módulo de elasticidad del FRP en su dirección principal

ρ_f la cuantía del FRP

b_w ancho de la sección

d canto útil de la pieza

θ es el ángulo de inclinación de la rotura

α es la orientación de la dirección principal de las fibras dispuestas con relación a la directriz de la pieza

4 TRABAJO EXPERIMENTAL REALIZADO

4.1 INTRODUCCIÓN

Para poder evaluar el comportamiento de las fibras y laminados de carbono como elementos de refuerzo adheridos al hormigón se ha procedido al refuerzo, mediante los citados materiales de nueve de las diez vigas realizadas en el presente trabajo experimental, manteniendo la viga no reforzada como “de referencia”.

El trabajo se ha realizado estudiando el comportamiento estructural a dos niveles:

- Barras y laminado de carbono.
- Pieza.

A nivel de barra, el trabajo se ha desarrollado experimentalmente, mediante el ensayo a tracción de las barras corrugadas y de las láminas de carbono para refuerzo “a flexión”.

A nivel de pieza, el trabajo se ha desarrollado experimental y analíticamente:

- Experimentalmente; ensayando a flexión, hasta la rotura, diez vigas de hormigón de 100 x 150 mm de sección y 1200 mm de longitud, simplemente apoyadas con una luz libre entre apoyos de 1000 mm y aplicando la carga sobre dos puntos simétricos equidistantes 333 mm entre sí.
Las vigas se han armado con cuantías de acero y laminado, según se indica en la tabla 4.1.
- Analíticamente se han comprobando los datos obtenidos de carga-deformación en los ensayos con los previstos teóricamente.

Tabla 4.1. Armaduras longitudinales y refuerzos de carbono dispuestos en las vigas realizadas.

VIGA N°	As	Refuerzo laminado C		Tejido C N° capas
		Inferior (mm)	Lateral (mm)	
1	2 ø 10			
2	2 ø 10	50		1
3		50		
4		100		1
5	2 ø 10	100		1
6	2 ø 10			1
7	2 ø 10	50		3
8		50		1
9		100		2
10	2 ø 10	100	2x(4+4)x50	1

4.2 MATERIALES EMPLEADOS. DESCRIPCIÓN

Para la elaboración de las vigas se ha contado con los materiales que se describen a continuación:

4.2.1 ENCOFRADOS

Para el presente estudio se han realizado diez encofrados nuevos de madera aglomerada revestida de melamina blanca plastificada. Dichos encofrados estaban ensamblados mediante tornillos, por lo que a la hora de desencofrar no fue necesario ningún tipo de esfuerzo de golpeo sobre el molde. Además, y como es preceptivo, a los moldes se les aplicó un desencofrante antes de colocar las armaduras y después de desmoldar, para su correcta conservación.

4.2.2. HORMIGÓN

La dosificación utilizada para la realización del hormigón ha sido 1:2'66:2'58:0'55. Para ser más concisos 1 kilo de cemento CEM II B-L 32'5, 2'66 kilos de arena de río, 2'58 kilos de gravilla y 0'55 litros de agua.

Por cada amasada las cantidades empleadas han sido 20'60 Kg de cemento, 55'14 Kg de arena, 53'20 Kg de gravilla y 11'32 Kg de agua. Debido a la capacidad de la

hormigonera disponible en el Laboratorio de Materiales de Construcción se tuvieron que realizar cinco amasadas. La realización de las vigas en función de las amasadas fue totalmente aleatoria, según lo reflejado en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Relación entre la numeración de las vigas realizadas y las amasadas.

VIGA Nº	AMASADA
1	3
2	2
3	4
4	5
5	1
6	3
7	2
8	4
9	5
10	1

El control de calidad del hormigón elaborado ha consistido en realizar, por cada una de las cinco amasadas, un cono de Abrams y dos probetas cilíndricas de 15x30 cm para su posterior rotura a compresión. Tanto las vigas como las probetas, se han mantenido en cámara húmeda para su correcto curado. La rotura de probetas se ha realizado previamente a la rotura de las vigas, a una edad superior a 28 días, para poder realizar los cálculos con la resistencia real del hormigón.

4.2.3 ACERO

Las armaduras de acero empleadas han sido de acero al carbono B500SD, eligiendo diámetro de \varnothing 10 mm.

Todos los redondos han sido suministrados por Armacentro S.A. (del grupo Armatek). Este acero al carbono está en posesión del certificado de calidad ARCER.

Se eligió el diámetro nominal de 10 mm por ser el que, en relación a la sección de las vigas construidas, más se asemeja a la relación entre diámetros y secciones de casos reales de vigas en edificación. En la figura 4.1 se muestran las barras empleadas en la realización de las vigas, dispuestas para su doblado.



Figura 4.1. Barras corrugadas \varnothing 10 de acero B500SD empleadas en la realización de las vigas.

Para mantener la mínima separación necesaria entre las armaduras y los encofrados se dispusieron separadores circulares de plástico y se puso el máximo cuidado en no tocar con las barras los encofrados con desencofrante aplicado.

4.2.4 LAMINADO DE CARBONO

Para la realización de los refuerzos inferiores a flexión en las vigas se han empleado laminados de fibra de carbono en matriz epoxi, obtenidos mediante un proceso de pultrusión y que han sido facilitados por la empresa Drizoro, S.A. Dichos laminados, de un espesor de 1'8 mm, se han elegido con unos anchos de 50 y 100 mm, de manera que cubren la mitad o la totalidad del ancho de las vigas.

En la figura 4.2 se puede ver el laminado de fibra de carbono en el momento de su colocación.

Los datos técnicos del laminado de carbono se reflejan en la tabla 4.3.



Figura 4.2. Laminado de fibra de carbono de 100 mm de ancho en el momento de su colocación.

El laminado de carbono va adherido a la superficie del hormigón mediante una capa de adhesivo con base epoxídica, facilitado igualmente por Drizoro, S.A.

Tabla 4.3. Datos técnicos del laminado “Drizoro CFRP”

LAMINADO DRIZORO CFRP	
Apariencia	Laminado de fibra de carbono en matriz epoxi.
Color	Negro
Resistencia a tracción (Mpa)	1.750
Densidad (g/cm ³)	1,60
Contenido de fibra de carbono en volumen (%)	> 60
Módulo de elasticidad (MPa)	165.000
Espesor (mm)	1,80

4.2.5 TEJIDO DE FIBRA DE CARBONO

El tejido de fibra de carbono se ha empleado en el presente trabajo para suplir la ausencia de armadura de cortante en las vigas. Dicho tejido está compuesto de fibras de carbono dispuestas en una única dirección y unidas transversalmente por hilos de fibra de vidrio.

Tabla 4.4. Datos técnicos del tejido de fibra de carbono “Drizoro Replark”

TEJIDO DRIZORO REPLARK	
	Fibras de carbono unidireccionales unidas transversalmente por fibra de vidrio
Apariencia	
Color	Negro
Resistencia a tracción (MPa)	3.400
Ancho (m)	0,33
Módulo de elasticidad (MPa)	230.000
Espesor (mm)	0,111

Tal y como se indicó en el estado del arte existen diversas formas de reforzar mediante tejido de fibra de carbono una estructura. La forma elegida en este trabajo es la de refuerzo completo perimetral, ya que la cara superior de las vigas se encuentra descubierta, por lo que no es necesaria ninguna operación previa para su colocación, salvo la aplicación de la resina epoxídica de adherencia.

4.3 REALIZACIÓN DE LAS VIGAS

Para la realización de las diez vigas estudiadas se partió de la realización de unos encofrados completamente nuevos de madera, con acabado plastificado, y con las dimensiones ajustadas para contener a un paralelepípedo de dimensiones $1.200 \times 100 \times 150 \text{ mm}^3$. Además, en previsión del empuje del hormigón fresco sobre las paredes laterales de estos encofrados se prepararon sendas piezas de arriostramiento superior entre los costeros de mayor dimensión, que se situaron en su posición tras verter y compactar el hormigón.

Tras la realización de estos encofrados se procedió al corte de las barras de acero al carbono que sirven de armadura longitudinal a algunas de las vigas realizadas. Se procedió igualmente al doblado de las mismas con la dobladora eléctrica que existe en el Laboratorio de Materiales de Construcción, ver figura 4.3, con los mandriles apropiados para el doblado de las barras $\varnothing 10$.

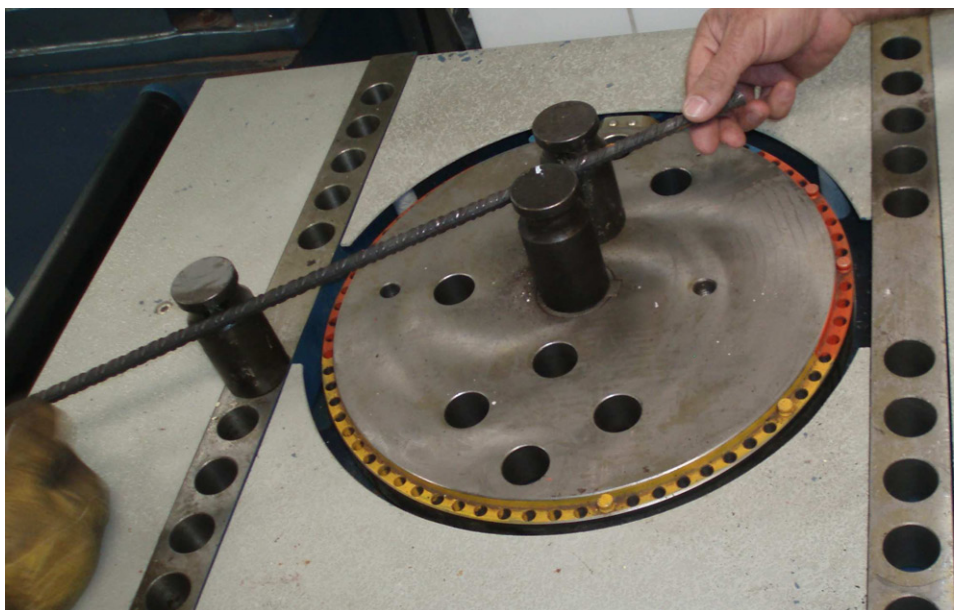


Figura 4.3. Barra \varnothing 10 dispuesta para el doblado.

A continuación se colocaron los separadores circulares de plástico en las barras y se colocaron éstas en su posición prevista en el encofrado, según se muestra en la figura 4.4.



Figura 4.4. Colocación de barras de acero en el interior del encofrado.

Por cada amasada de hormigón, con la dosificación indicada en el *apartado 4.2.2. hormigón*, se procedió al relleno de uno de los dos encofrados para vigas y uno de

los moldes para elaborar probetas cilíndricas de hormigón. Se realizó el ensayo de consistencia en el cono de Abrams, ver figura 4.5 y posteriormente se rellenó la otra viga y el otro molde para probetas cilíndricas de hormigón, ver figura 4.6. El compactado en los moldes de las probetas de hormigón se realizó mediante picado, en tanto que en las vigas de hormigón se realizó mediante picado y sacudidas del molde.



Figura 4.5. Ensayo de consistencia del hormigón mediante el cono de Abrams.



Figura 4.6. Hormigonado de las vigas.

El segundo día, posterior al hormigonado, se desencofraron las vigas y se desmoldaron las probetas cilíndricas de hormigón, colocándolas todas en la cámara húmeda del Laboratorio de Materiales de Construcción para su curado.

Una vez curadas convenientemente las vigas se procedió a la realización del refuerzo exterior de las mismas, tanto aplicando el laminado longitudinal de carbono en la cara inferior como el tejido de fibra colocado perimetralmente.

Para la aplicación del laminado CFRP previamente hubo que preparar la base del hormigón. Este debe estar sólido, sin partículas sueltas, y libre de suciedad, pinturas, eflorescencias, yeso, lechada superficial, grasa o desencofrante. Se preparó la superficie inferior de las vigas mediante un lijado de dicha superficie hasta conseguir una textura parecida a la de un papel de lija y posterior limpieza para conseguir una correcta adherencia entre el hormigón, la resina epoxi y el laminado de carbono. Tras la preparación del soporte se procedió a la mezcla de los dos componentes que forman el adhesivo, según las indicaciones del fabricante, para aplicarlo sobre el laminado CFRP y sobre la base de hormigón. Se debe colocar sobre cada elemento a unir una capa de adhesivo que oscile entre 1 y 3 mm de espesor, extendiéndola mediante una espátula curvada, de manera que tenga mayor espesor en el centro y menos en los laterales. A continuación se coloca en su posición definitiva el laminado y se presiona, con la ayuda de un rodillo macizo de goma dura hasta que el adhesivo rebose por los laterales, asegurándose de que no puedan quedar bolsas de aire ocluido. Para finalizar se retira el adhesivo sobrante con una espátula. En la figura 4.7 se aprecia la aplicación del adhesivo epoxídico sobre la viga de hormigón y en la figura 4.2 la colocación del laminado de carbono.



Figura 4.7. Aplicación del adhesivo epoxi sobre la cara inferior de las vigas, para un laminado de 50 mm de ancho.

Además de aplicar el laminado de CFRP en la cara inferior de ocho vigas, en la número diez se colocaron ocho láminas verticales por cada cara, dispuestas según se muestra en la figura 4.8, para colaborar a resistir el esfuerzo cortante.



Figura 4.8. Disposición de los laminados de carbono en la viga número diez.

Las ocho vigas que se refuerzan además mediante tejido de fibra de carbono, para soportar esfuerzo cortante, deben de seguir el siguiente proceso de ejecución: Las

vigas que no dispongan de refuerzo inferior por laminado de carbono o éste no ocupe toda la superficie inferior de la viga, deben achaflanar sus aristas, de manera que no se produzca un posible corte en el tejido. El proceso para achaflanar los vértices de la sección se realiza mediante un lijado de dichos vértices. Dicho achaflanado se muestra en la figura 4.9. Además es conveniente, al igual que lo indicado para el laminado de CFRP, un lijado de las superficies a las que se va a adherir la fibra.

Para la aplicación del adhesivo y del tejido de carbono se procede previamente a la limpieza de las superficies de hormigón y la elaboración del adhesivo en base a sus dos componentes, según instrucciones del fabricante. Se procede a la aplicación de la resina epoxi, mediante rodillo, sobre el hormigón, colocando sobre la resina fresca el tejido de fibra de carbono. Mediante la aplicación de presión, con un rodillo empapado en el adhesivo, se procede a adherir el tejido de fibra de manera que se eliminen todas las oclusiones de aire y cubriendo el tejido con la propia resina, hasta que quede todo el tejido completamente adherido y saturado de adhesivo. Las vigas, tras el secado del adhesivo, se encuentran de esta manera listas para ser ensayadas. En la figura 4.9 se muestra el triple refuerzo mediante tejido de fibras de carbono de la viga número siete antes de ser ensayada.

Para la completa realización de las vigas números siete y nueve, que se refuerzan con más de una capa de tejido de fibra de carbono, se aplican nuevas capas de refuerzo sobre las ya existentes, previo secado de estas en el plazo aproximado de veinticuatro horas. La manera de aplicar estas capas es idéntica a lo expresado en el párrafo anterior para la primera capa de refuerzo mediante tejido de fibra de carbono.

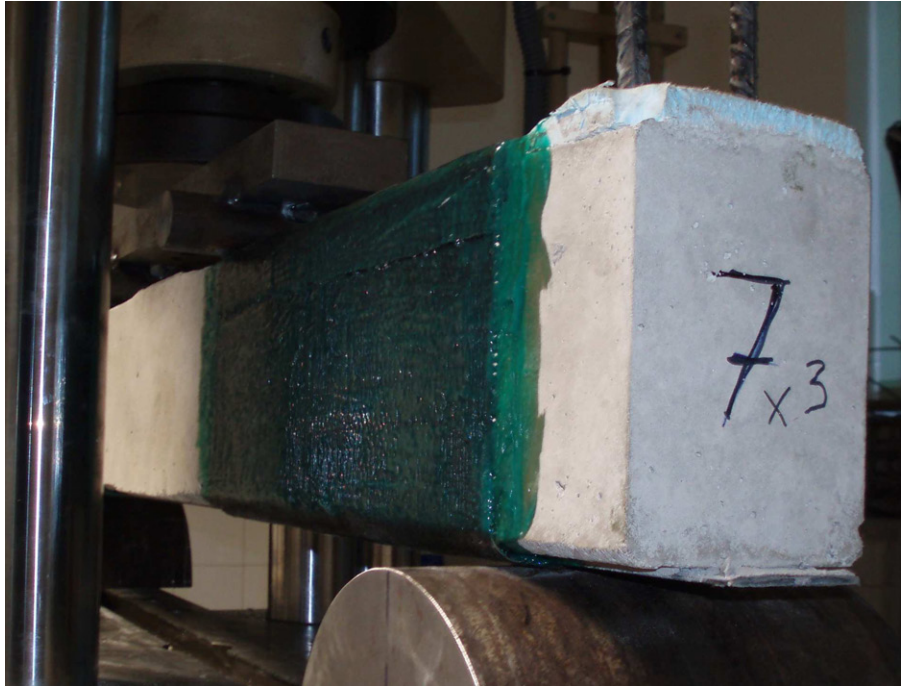


Figura 4.9. Detalle del triple refuerzo realizado con tejido de fibra de carbono en la viga número siete.

5 RESULTADOS OBTENIDOS

El trabajo experimental ha consistido en ensayar a compresión el hormigón y a tracción las armaduras de acero al carbono y el laminado de carbono; las probetas de hormigón realizadas con las mismas masas que las vigas construidas se ensayaron a compresión y las armaduras $\varnothing 10$, del mismo lote que las empleadas en el armado de las vigas, a tracción. Igualmente se ensayaron a tracción laminados de CFRP de un ancho de 50 mm, para comparar entre sí los resultados obtenidos. Los valores obtenidos en estos ensayos de materiales se muestran en el *apartado 5.1 caracterización de materiales y sus ensayos*.

Además se han ensayado a flexo-tracción las diez vigas preparadas al efecto para obtener diferentes datos de partida que permitan a posteriori la comparación entre ellas. Los resultados de estos ensayos se indican en el *apartado 5.2 resultados de las vigas ensayadas*.

5.1 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y SUS ENSAYOS

Los ensayos tanto de compresión como de tracción de los tres materiales analizados se han desarrollado en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid. Para los ensayos a compresión se ha contado con una prensa marca “Icon” de 120 t de capacidad máxima, en tanto que para los ensayos de tracción la máquina empleada ha sido una de la marca Ibertest, modelo MIB 60/AM, de 60 t de capacidad máxima, según figura 5.1. Esta máquina está equipada adicionalmente con un extensómetro de hasta 50 mm de longitud.



Figura 5.1 Prensa Ibertest MIB 60/AM de 60 t preparada para ensayar una viga a flexión.

5.1.1 ENSAYOS DEL HORMIGÓN

A partir de las diez probetas cilíndricas, realizadas al mismo tiempo que se realizaron las vigas, se puede obtener la resistencia a compresión del hormigón. Para ello se realiza previamente el refrentado con azufre de la cara circular rugosa de la probeta, según la figura 5.2 con el fin de conseguir la mayor planeidad posible. Tras realizar este refrentado se coloca la probeta en la prensa, previamente limpia, y se comprime hasta su rotura, según se muestra en la figura 5.3. En la tabla 5.1 se muestran los resultados de estos ensayos, indicándose la resistencia de cada probeta, así como la resistencia media de las dos probetas de cada amasada. Esta resistencia media es la que emplearemos en los cálculos teóricos desarrollados en *capítulo 6. análisis y discusión de los resultados*.



Figura 5.2. Refrentado de probetas de hormigón.



Figura 5.3. Probeta cilíndrica de hormigón ensayada hasta rotura.

Tabla 5.1. Resultados de los ensayos a compresión de las probetas de hormigón; RES. es la resistencia de la probeta y Media el valor medio de cada amasada.

AMASADA	PROBETA	F. (KN)	RES. (MPa)	Media (MPa)
1	1	649,5	36,76	37,07
	2	660,6	37,38	
2	1	645,9	36,56	35,08
	2	593,6	33,60	
3	1	573,6	32,46	32,97
	2	591,5	33,48	
4	1	670,4	37,94	38,42
	2	687,2	38,89	
5	1	683,0	38,65	38,96
	2	693,9	39,27	

5.1.2. ENSAYOS DEL ACERO AL CARBONO

Para la realización de los ensayos de las barras corrugadas \varnothing 10 de acero B500S se procedió a analizar seis barras del mismo lote que las empleadas en la realización de la armadura longitudinal de las vigas. Dichas barras se cortaron a la medida de 500 mm, apropiada a la prensa de ensayos a tracción.

Al igual que se realizó con las probetas de hormigón las de acero se ensayaron hasta su rotura, momento ilustrado en la figura 5.4 y los datos obtenidos del ensayo se muestran en la tabla 5.2 y en la figura 5.5.



Figura 5.4. Barra \varnothing 10 B500S ensayada hasta rotura.

Tabla 5.2. Resultados de los ensayos de las barras de acero al carbono; f_y es el límite elástico y f_s es la tensión de rotura de la probeta.

PROBETA	f_y (Mpa)	f_s (Mpa)
1	576,90	738,20
2	565,83	739,20
3	547,75	718,70
4	552,20	733,90
5	548,13	674,20
6	550,29	756,30

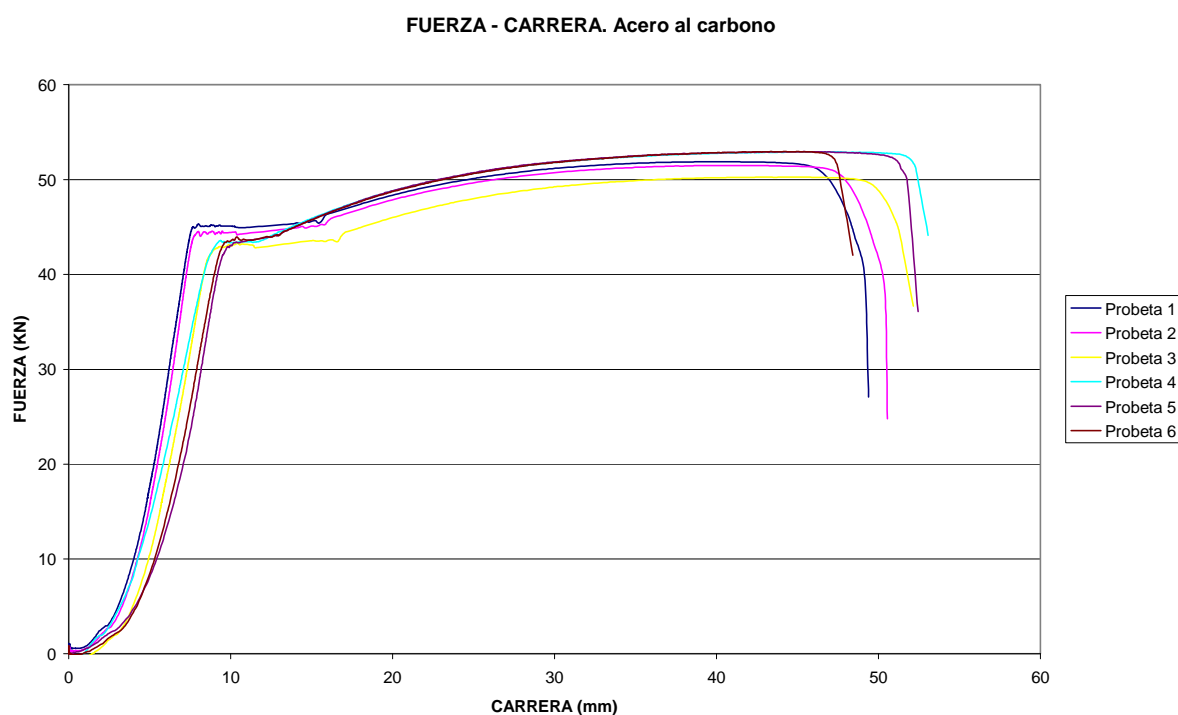


Figura 5.5. Gráfica fuerza-carrera obtenida en los ensayos de las seis probetas de acero al carbono.

5.1.3. ENSAYOS DEL LAMINADO DE CARBONO

Los laminados de fibra de carbono se han ensayado en la misma prensa que las armaduras de acero al carbono. Para la realización de los mismos se ha procedido al corte de piezas de 500 mm de longitud y se han tomado piezas de un ancho de 50 mm, apropiado a las mordazas planas que se pueden acoplar a la prensa de ensayos, siendo el espesor del laminado de 1,80 mm.

Para el presente ensayo se ha dispuesto de seis probetas de las dimensiones antes indicadas. Como paso previo al ensayo es necesario complementar las probetas con unas pletinas metálicas en sus dos caras y extremos, de manera que a cada probeta se le adhieren cuatro pletinas. La función de estas pletinas es impedir que las mordazas de la prensa disminuyan el espesor resistente del laminado de carbono y a su vez faciliten un buen agarre entre mordazas y probeta.

Además, para evitar una concentración alta de tensiones en la arista existente entre el laminado y las pletinas se ha procedido a achaflanar estas, de manera que no se forme un ángulo recto entre los dos materiales. Este detalle se puede apreciar en la figura 5.6, en la que se muestran dos probetas de laminado de carbono con sus pletinas correspondientes colocadas y con su sección achaflanada.



Figura 5.6. Probetas de laminado de carbono dispuestas para su ensayo.

Tras la preparación de las probetas se procedió a su ensayo. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 5.3 y en la figura 5.7. Es de destacar la alta resistencia de estos laminados, algo esperable, pero es también importante citar su comportamiento frágil, esto es rompen todas las probetas de manera explosiva. En las figuras 5.8 y 5.9 se muestra una probeta de laminado de carbono antes y después de ser ensayada.

Tabla 5.3. Resultados obtenidos en los ensayos del laminado de carbono CFRP; f_s es la tensión de rotura de la probeta.

PROBETA	f_s (Mpa)
1	1432,40
2	1587,60
3	1934,30
4	1481,20
5	1536,20
6	1775,70

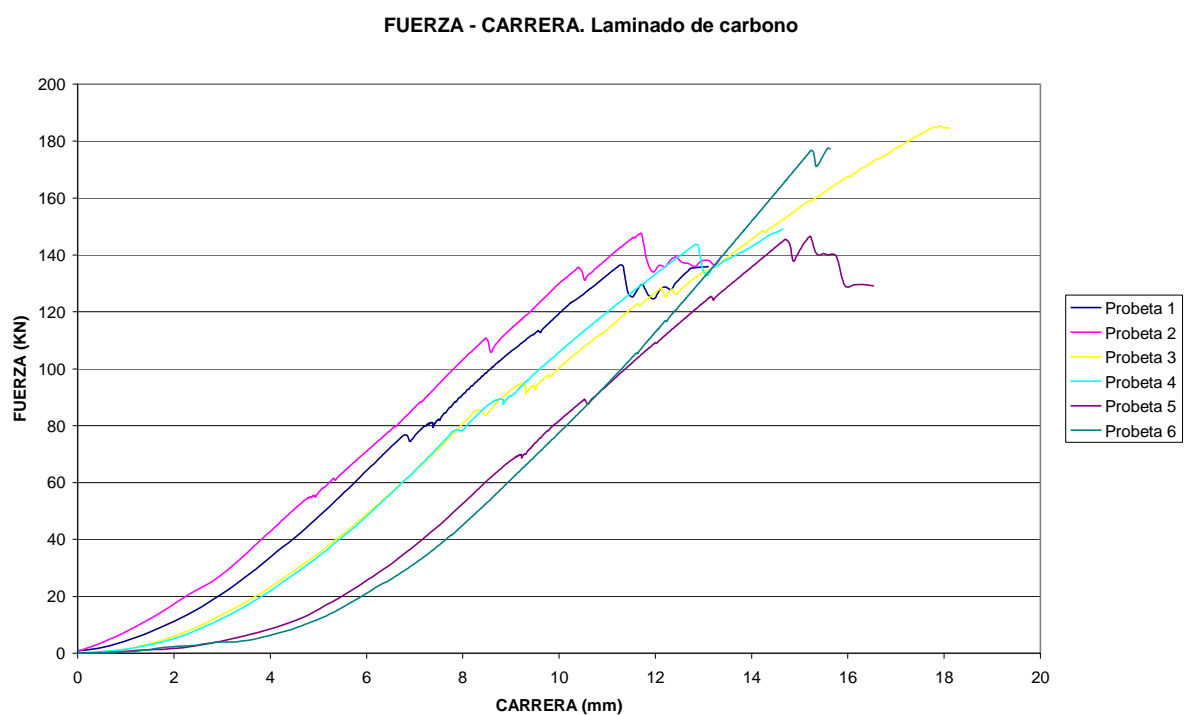


Figura 5.7. Gráfica fuerza-carrera obtenida en los ensayos de las seis probetas del laminado de carbono.



Figuras 5.8 y 5.9. Probeta de laminado de carbono antes y después de su ensayo.

5.2 RESULTADOS DE LAS VIGAS ENSAYADAS

5.2.1. PREPARACIÓN DE LOS ENSAYOS

La numeración de las vigas preparadas para su ensayo y su composición se indican en la tabla 5.4.

Tabla 5.4. Armaduras longitudinales y refuerzos de carbono dispuestos en las vigas realizadas.

VIGA N°	As	Refuerzo laminado C		Tejido C N° capas
		Inferior (mm)	Lateral (mm)	
1	2 ø 10			
2	2 ø 10	50		1
3		50		
4		100		1
5	2 ø 10	100		1
6	2 ø 10			1
7	2 ø 10	50		3
8		50		1
9		100		2
10	2 ø 10	100	2x(4+4)x50	1

Se han dispuesto las armaduras de acero al carbono en la cara inferior de las vigas, con unos separadores circulares de 20 mm, lo que permite decir que el

recubrimiento de cálculo d' es de 25 mm, obtenidos como suma de la dimensión de los separadores y medio diámetro de la barra de acero.

El refuerzo laminado inferior indicado en la tabla 5.4 se ha colocado adherido con resina epoxi en la cara inferior de las vigas. En el caso del laminado de refuerzo de 100 mm se ha colocado en todo el ancho de la viga, en tanto que el refuerzo de ancho 50 mm se ha dispuesto centrado en la cara inferior de la viga.

El laminado lateral de 50 mm de ancho que muestra la tabla 5.4 se ha dispuesto únicamente en la viga número 10, colocado verticalmente y con separación, entre los cuatro laminados dispuestos en cada cara y extremo de la viga, de 50 mm, según se puede ver en la figura 4.8.

Además de la armadura y los refuerzos indicados se han colocado bandas perimetrales de tejido de fibra de carbono envolviendo a las vigas en las zonas de los apoyos, dispuestas en una única capa, en dos capas en la viga número nueve y en tres capas en la número siete. La figura 5.10 muestra la disposición de las armaduras de acero y los refuerzos de carbono.

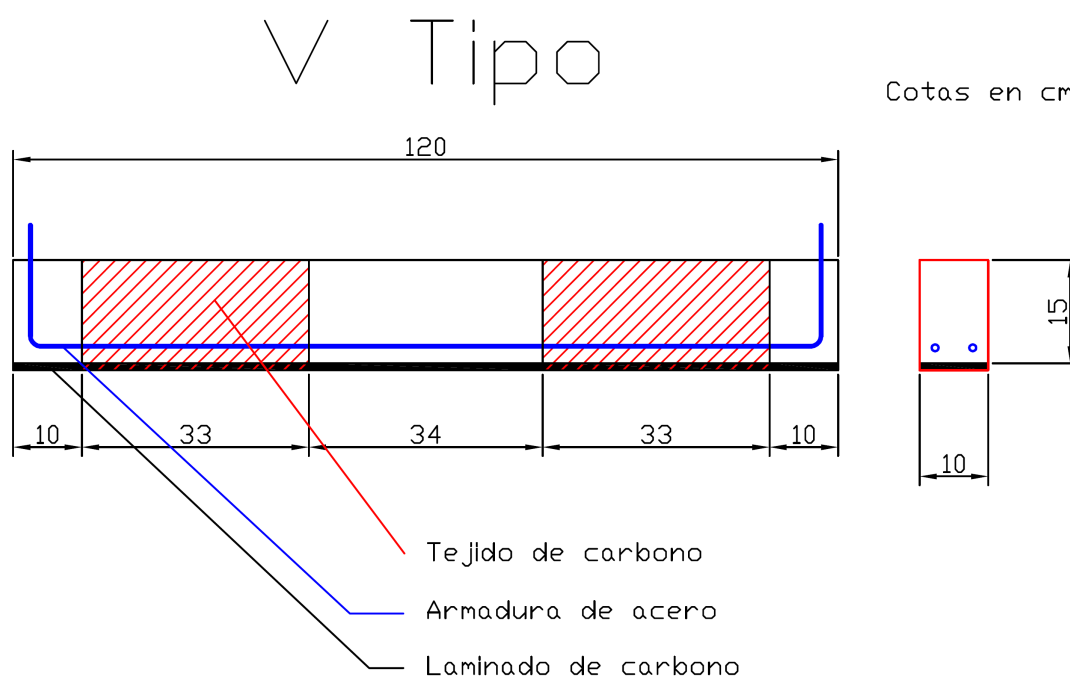


Figura 5.10. Viga tipo con sus armaduras y refuerzos de carbono.

El ensayo a flexión hasta la rotura se ha realizado en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid, utilizando la prensa Ibertest, modelo MIB 60/AM, de 60 t de capacidad máxima, mostrada en la figura 5.1.

El esquema de cargas a seguir durante el ensayo es el de una viga simplemente apoyada y cargada con dos fuerzas iguales situadas a tercios de la luz libre entre apoyos, tal y como se detalla en la figura 5.11.

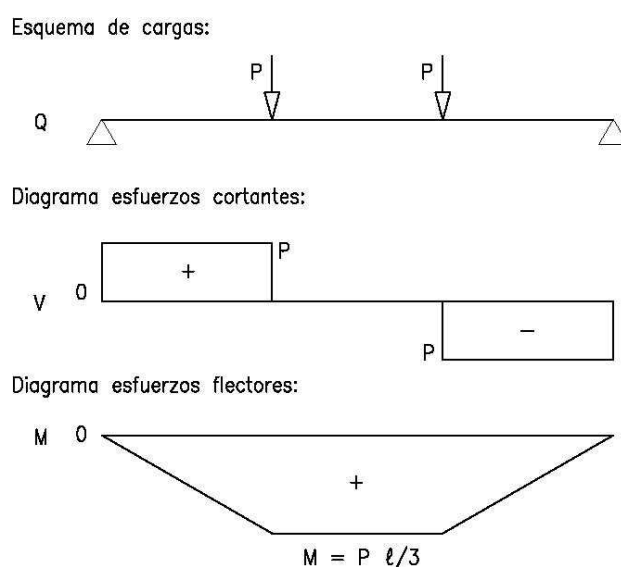


Figura 5.11. Esquema de cargas y diagramas, de esfuerzos cortantes y de momentos flectores, de una viga simplemente apoyada sometida a dos cargas puntuales iguales y equidistantes.

Debido a que la prensa empleada a sólo dispone de un plato central y que la carga debe ser distribuida en dos puntos separados $l/3$, es necesario disponer una pequeña estructura auxiliar metálica muy rígida, como podemos ver en las figuras 5.12 y 5.13. Además como apoyos se ha dispuesto de dos semicilindros realizados en acero, de $\varnothing 100$ mm.

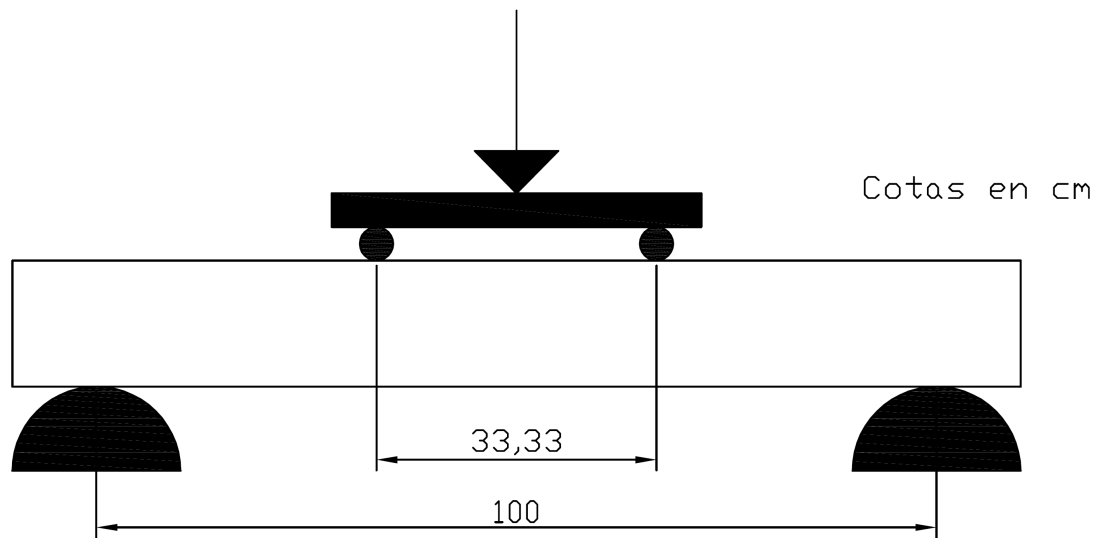


Figura 5.12. Disposición esquemática de las vigas para ensayar.



Figura 5.13. Viga número uno dispuesta para su ensayo.

5.2.2. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS

Se pasa revista a continuación a los resultados obtenidos en los diez ensayos de las vigas estudiadas, dándose los datos relativos a la carga máxima, el desplazamiento a tercios para dicha carga última y la carga y desplazamiento en el momento de fisuración. Además se adjunta una fotografía de la viga tras ser ensayada para apreciar su rotura, se estudia la energía absorbida durante el ensayo y se complementa con el gráfico fuerza-carrera.

El desplazamiento vertical de las vigas se ha indicado a tercios de la luz, valor que facilita el software de la prensa por desplazamiento entre elementos de carga (carrera).

El cálculo de la energía absorbida durante el ensayo se ha calculado como el área encerrada entre la curva fuerza-carrera y el eje de abcisas.

Las escalas horizontal y vertical de las gráficas fuerza-desplazamiento se ha unificado para todas las vigas de manera que puedan ser gráficos comparativos.

VIGA 1

Viga de hormigón armado con 2 \varnothing 10, sin refuerzos de carbono.

Carga última: 45,92 KN

Desplazamiento a $l/3$: 4,63 mm

Carga para M_{fis} : 11,70 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 0,76 mm

En la figura 5.14 se muestra la viga 1 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 279,03 KN m

En la figura 5.15 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 1 durante su ensayo.



Figura 5.14. Viga 1 tras su rotura

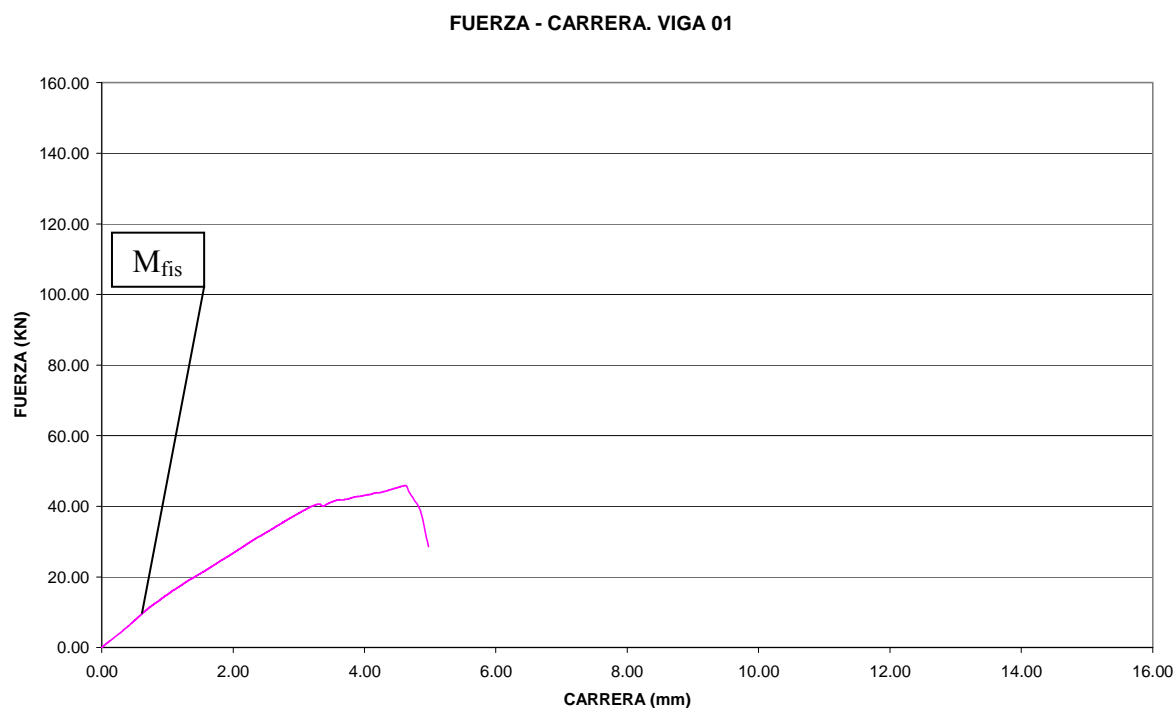


Figura 5.15. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 1

VIGA 2

Viga de hormigón armado con 2 \varnothing 10, laminado inferior de carbono de 50 mm y una capa de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 124,84 KN

Desplazamiento a $l/3$: 10,54 mm

Carga para M_{fis} : 22,68 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 1,45 mm

En la figura 5.16 se muestra la viga 2 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 1.172,06 KN m

En la figura 5.17 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 2 durante su ensayo.

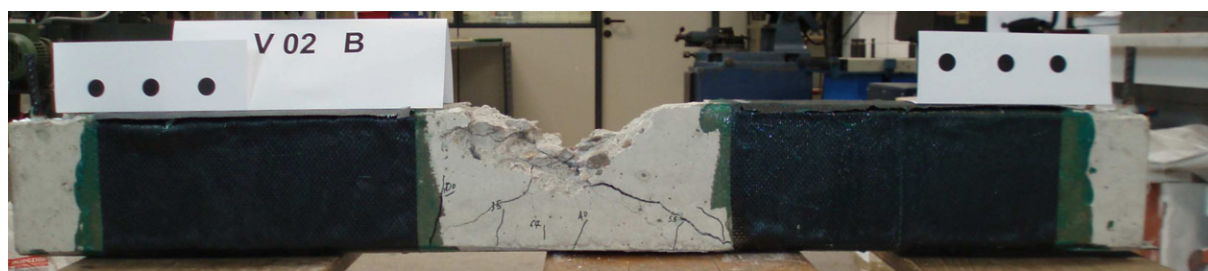


Figura 5.16. Viga 2 tras su rotura

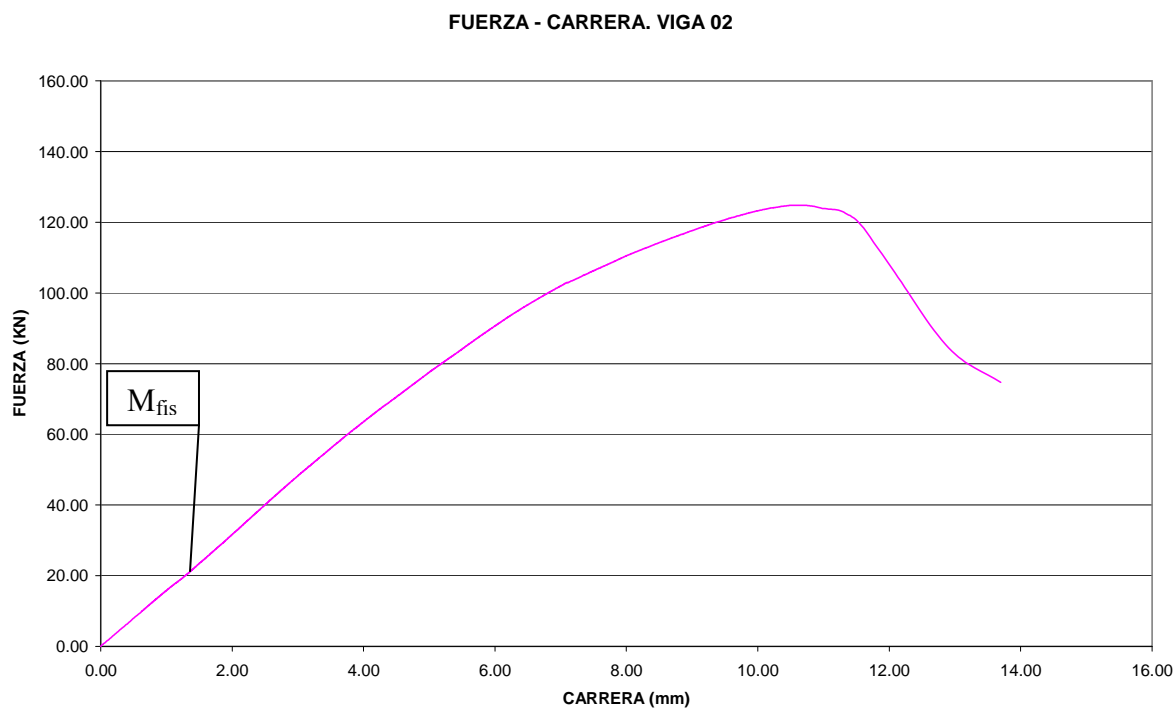


Figura 5.17. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 2

VIGA 3

Viga de hormigón en masa con laminado inferior de carbono de 50 mm.

Carga última: 33,51 KN

Desplazamiento a $l/3$: 3,69 mm

Carga para M_{fis} : 14,38 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 0,99 mm

En la figura 5.18 se muestra la viga 3 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 63,34 KN m

En la figura 5.19 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 3 durante su ensayo.

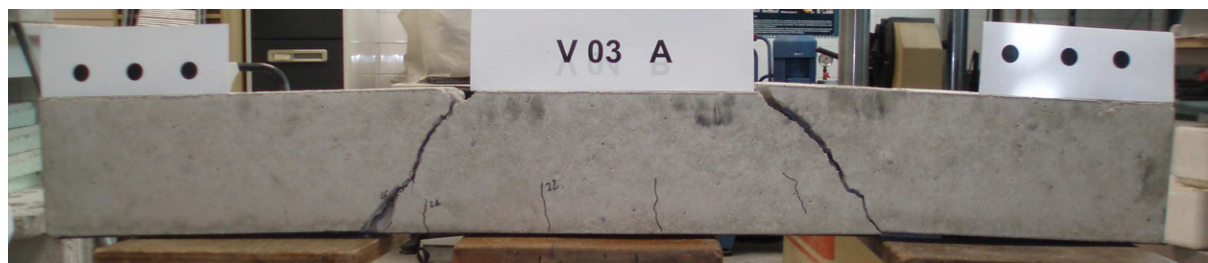


Figura 5.18. Viga 3 tras su rotura

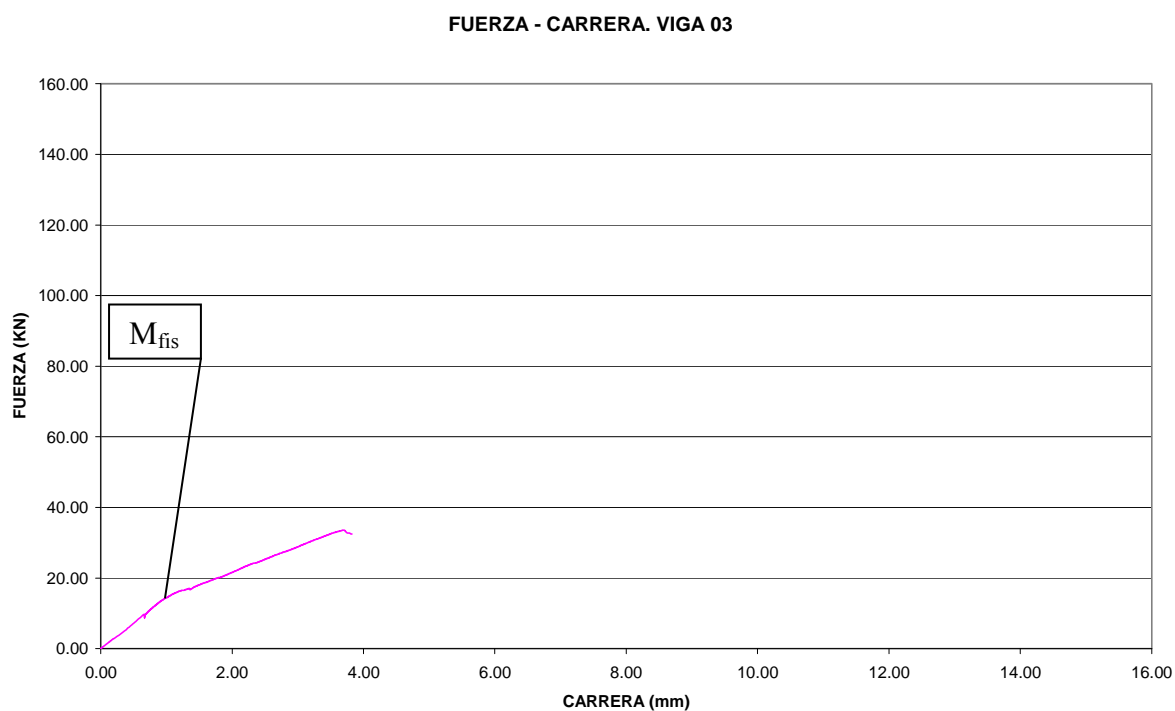


Figura 5.19. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 3

VIGA 4

Viga de hormigón en masa con laminado inferior de carbono de 100 mm y una capa de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 74,440 KN

Desplazamiento a $l/3$: 5,80 mm

Carga para M_{fis} : 20,82 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 1,33 mm

En la figura 5.20 se muestra la viga 4 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 501,12 KN m

En la figura 5.21 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 4 durante su ensayo.



Figura 5.20. Viga 4 tras su rotura

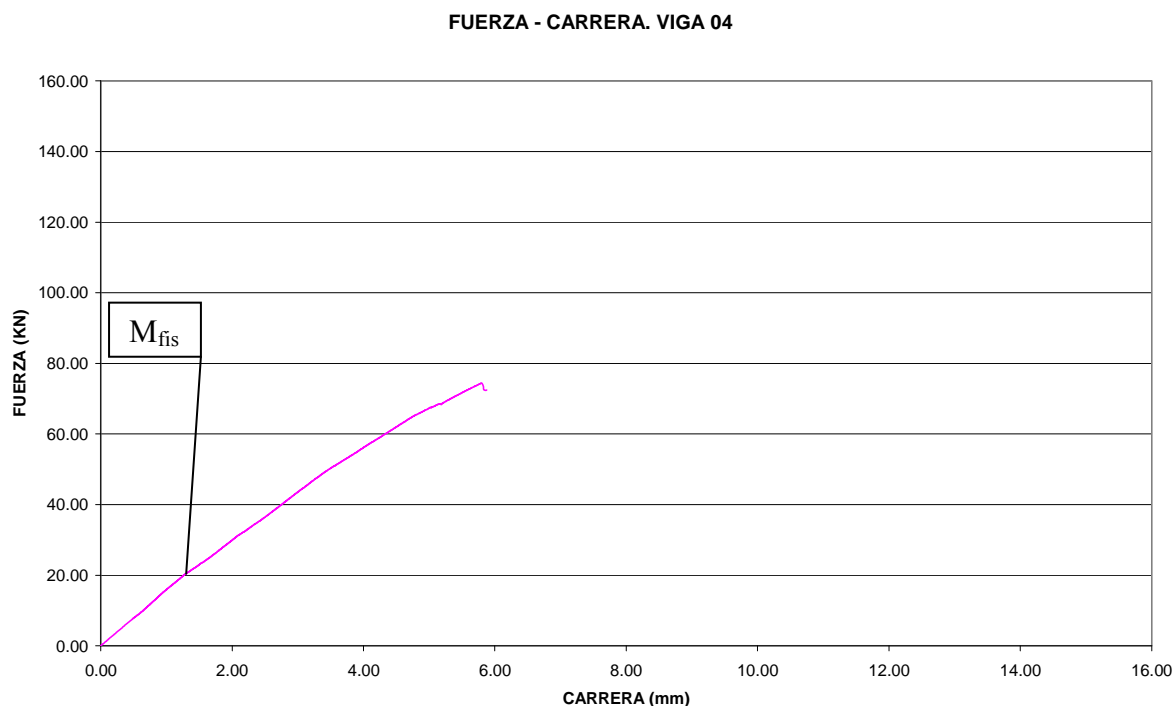


Figura 5.21. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 4

VIGA 5

Viga de hormigón armado con 2 \varnothing 10, laminado inferior de carbono de 100 mm y una capa de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 144,03 KN

Desplazamiento a $l/3$: 12,75 mm

En la figura 5.22 se muestra la viga 5 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 1.642,30 KN m

En la figura 5.23 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 5 durante su ensayo.

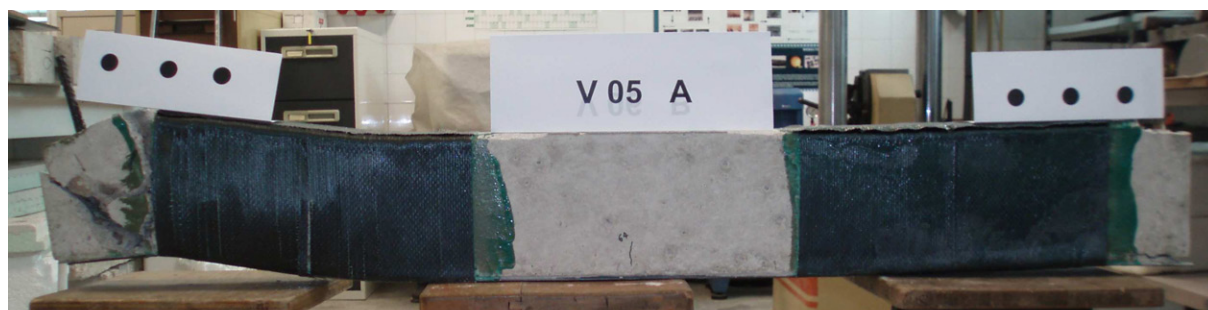


Figura 5.22. Viga 5 tras su rotura

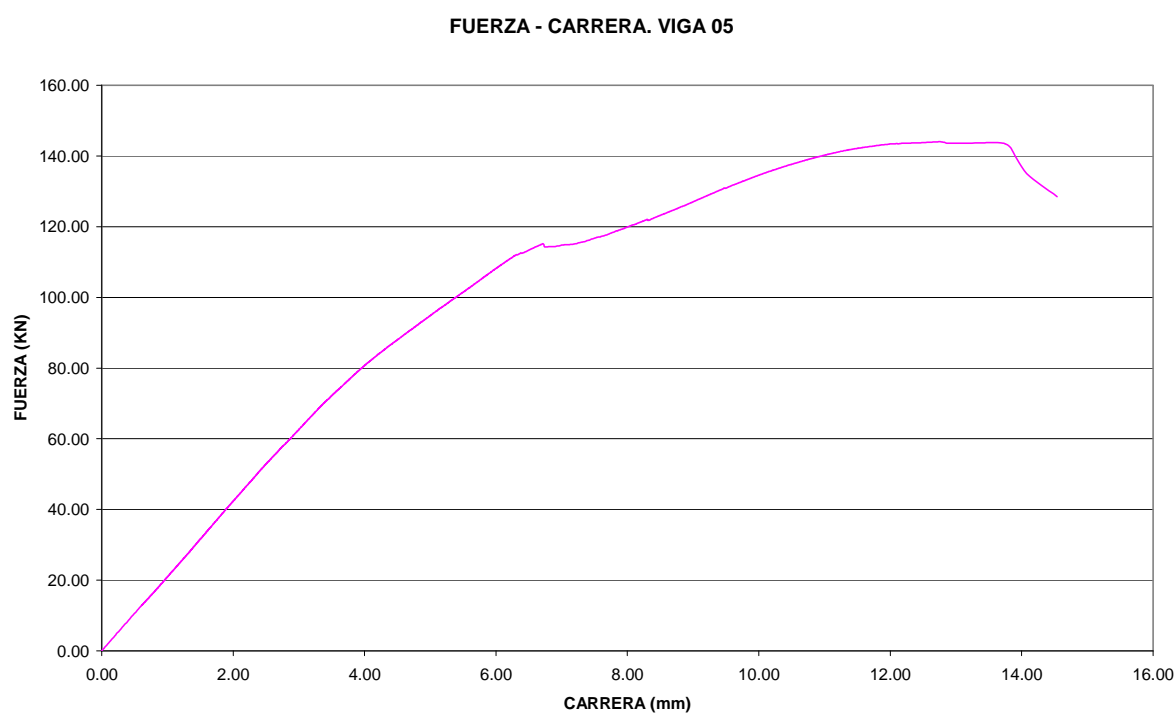


Figura 5.23. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 5

VIGA 6

Viga de hormigón armado con 2 \varnothing 10 y una capa de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 64,91 KN

Desplazamiento a $l/3$: 5,52 mm

Carga para M_{fis} : 14,87 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 0,88 mm

En la figura 5.24 se muestra la viga 6 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 368,15 KN m

En la figura 5.25 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 6 durante su ensayo.



Figura 5.24. Viga 6 tras su rotura

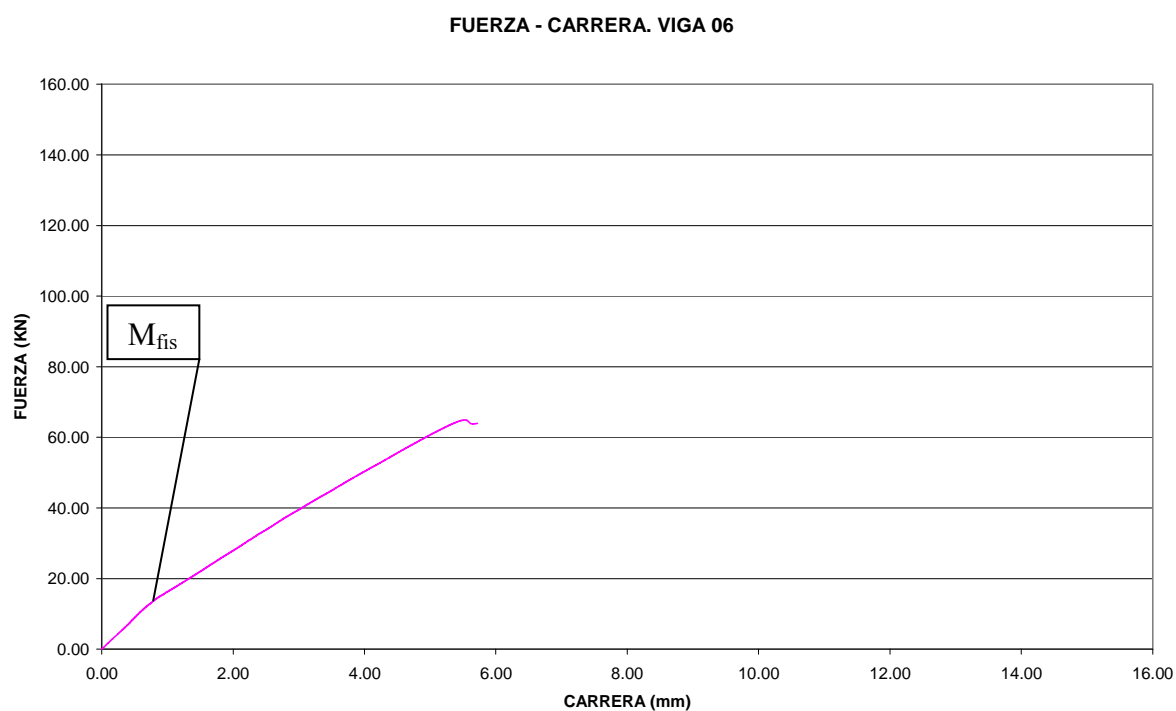


Figura 5.25. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 6

VIGA 7

Viga de hormigón armado con 2 \varnothing 10, laminado inferior de carbono de 50 mm y tres capas de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 130,57 KN

Desplazamiento a $l/3$: 9,56 mm

Carga para M_{fis} : 23,36 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 1,22 mm

En la figura 5.26 se muestra la viga 7 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 705,74 KN m

En la figura 5.27 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 7 durante su ensayo.

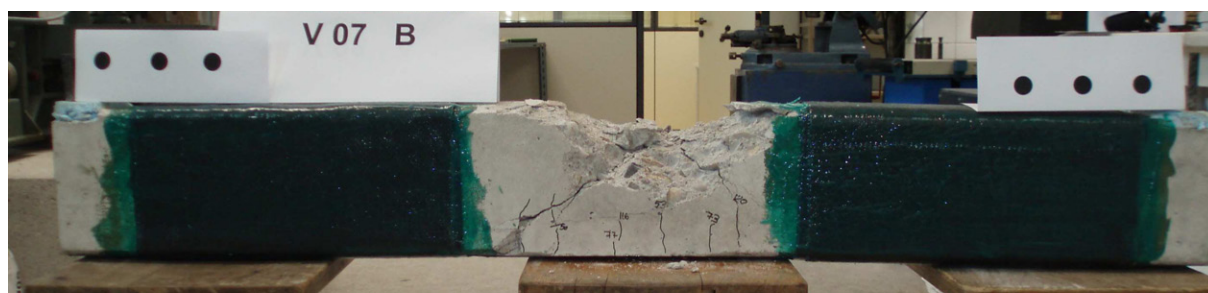


Figura 5.26. Viga 7 tras su rotura

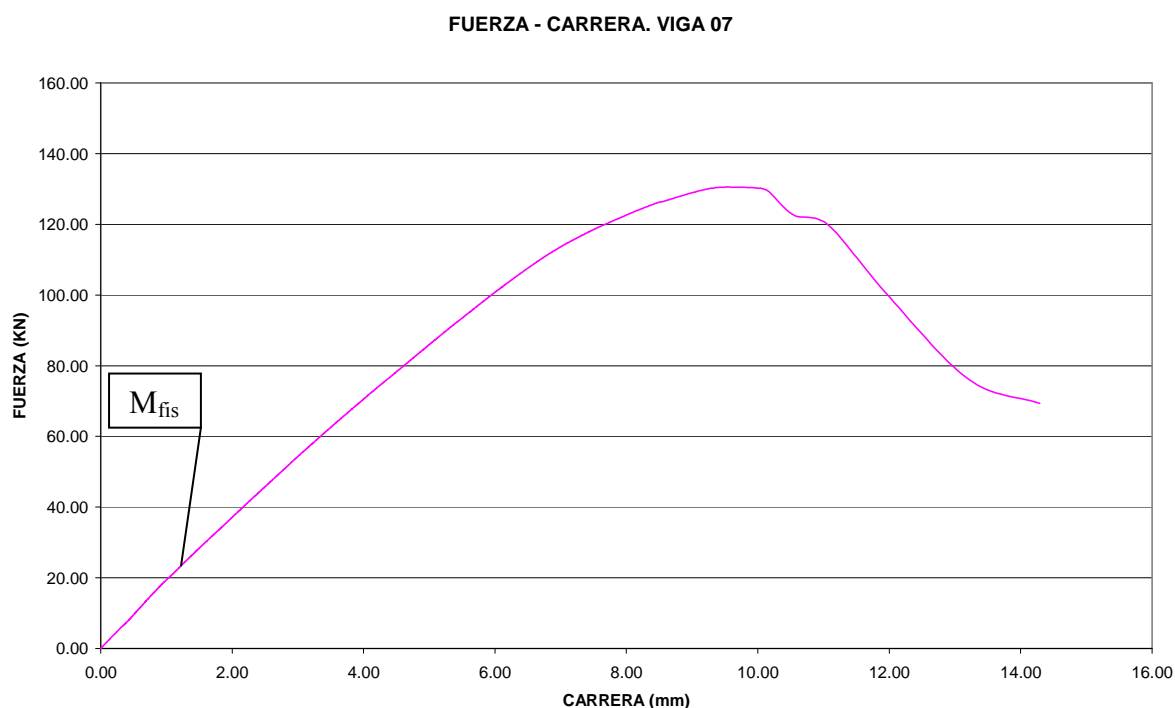


Figura 5.27. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 7

VIGA 8

Viga de hormigón en masa, laminado inferior de carbono de 50 mm y una capa de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 47,75 KN

Desplazamiento a $l/3$: 5,38 mm

Carga para M_{fis} : 14,49 KN

Desplazamiento para M_{fis} : 0,91 mm

En la figura 5.28 se muestra la viga 8 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 188,91 KN m

En la figura 5.29 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 8 durante su ensayo.



Figura 5.28. Viga 8 tras su rotura

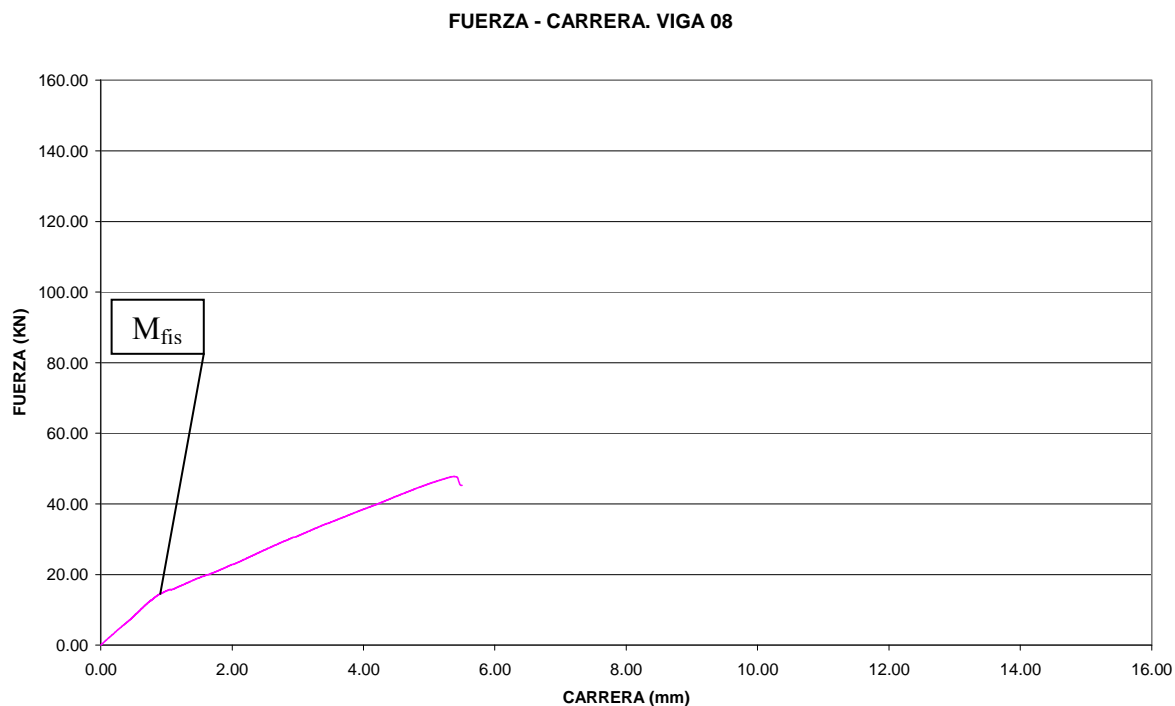


Figura 5.29. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 8

VIGA 9

Viga de hormigón en masa, laminado inferior de carbono de 100 mm y dos capas de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 115,46 KN

Desplazamiento a $l/3$: 9,55 mm

En la figura 5.30 se muestra la viga 9 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 1.983,53 KN m

En la figura 5.31 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 9 durante su ensayo.



Figura 5.30. Viga 9 tras su rotura

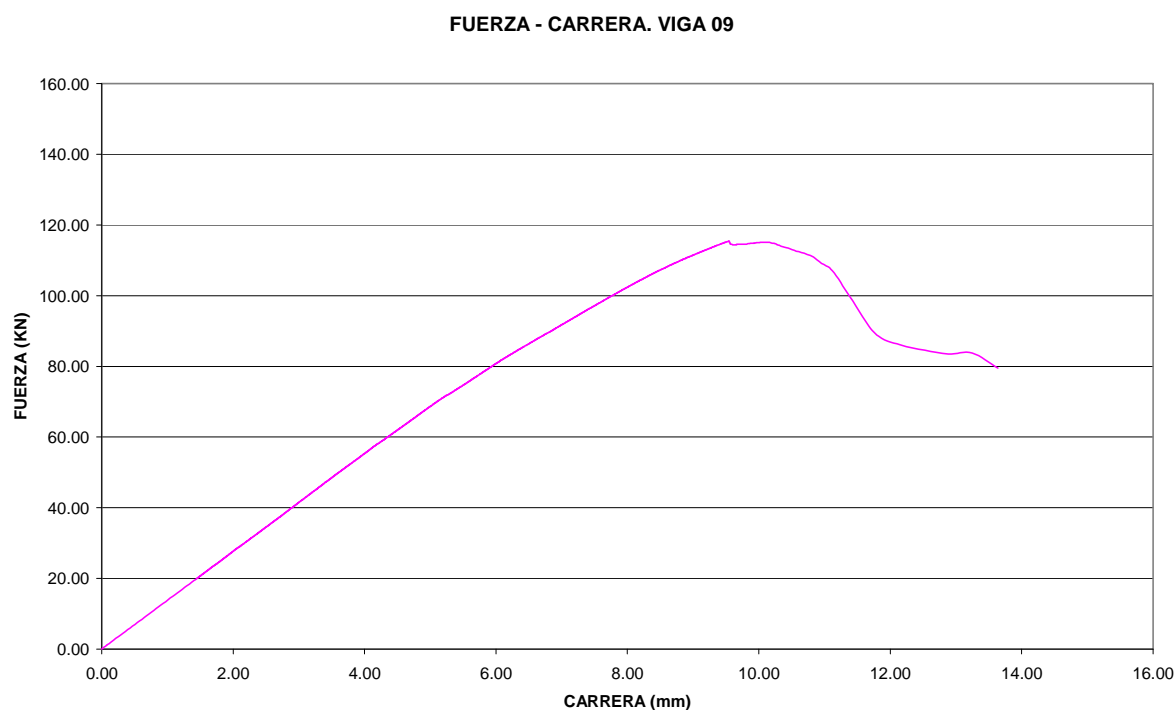


Figura 5.31. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 9

VIGA 10

Viga de hormigón armado con 2 \varnothing 10, laminado inferior de carbono de 100 mm, ocho bandas de laminado de 50 mm en cada cara de la viga y dos capas de tejido de fibra de carbono.

Carga última: 151,42 KN

Desplazamiento a $l/3$: 9,78 mm

En la figura 5.32 se muestra la viga 10 tras su ensayo hasta rotura.

Energía absorbida en el ensayo: 1.064,76 KN m

En la figura 5.33 se indica la gráfica fuerza-desplazamiento de la viga número 10 durante su ensayo.

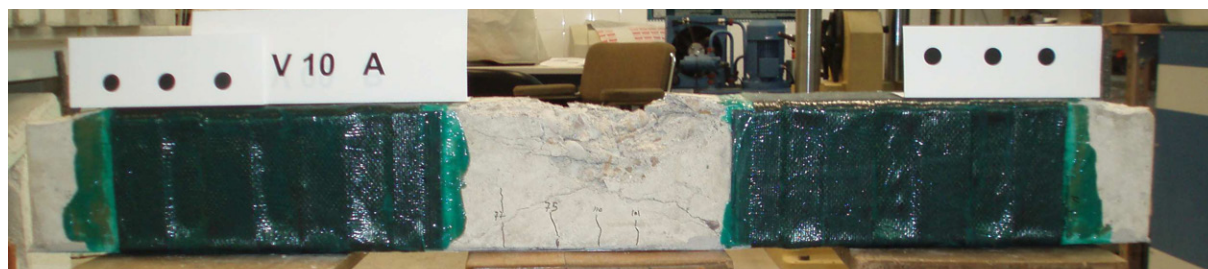


Figura 5.32. Viga 10 tras su rotura

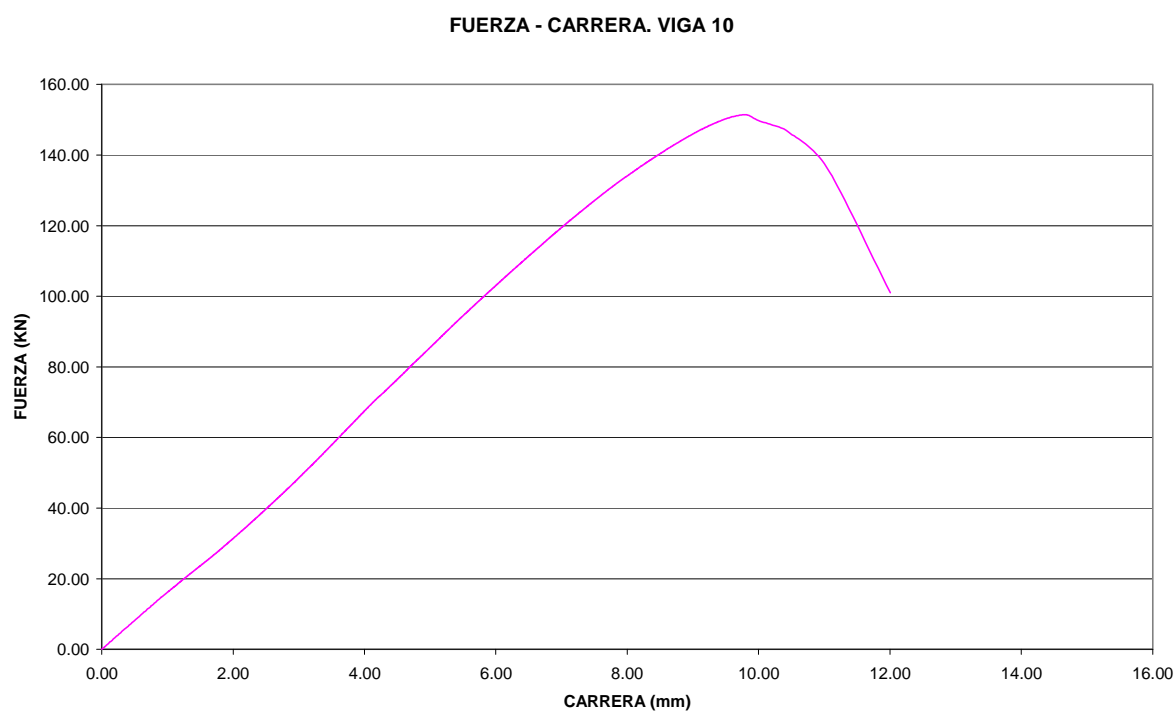


Figura 5.33. Gráfica fuerza-desplazamiento del ensayo de la viga 10

Como resumen de los resultados obtenidos en los ensayos realizados en las diez vigas se adjunta la tabla 5.5 donde se sintetizan dichos resultados.

Tabla 5.5. Resultados de los ensayos de las diez vigas estudiadas. Q_u es la carga última de rotura de la prensa, f la flecha para la carga de rotura a $l/3$, Q_{fis} la carga para el momento de fisuración, f_{fis} la flecha en el momento de fisuración a $l/3$ y E la energía absorbida en el ensayo. (*) En las vigas números 5, 9 y 10 la carga y el desplazamiento de fisuración no se definen de manera clara en sus diagramas respectivos.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)
1	45,92	4,63	11,70	0,76	279,03
2	124,84	10,54	22,68	1,45	1.172,06
3	33,51	3,69	14,38	0,99	63,34
4	74,44	5,80	20,83	1,33	501,12
5 (*)	144,02	12,75			1.642,30
6	64,91	5,52	14,87	0,88	368,15
7	130,57	9,55	23,36	1,22	705,74
8	47,75	5,38	14,49	0,91	188,91
9 (*)	115,46	9,55			1.983,53
10 (*)	151,42	9,78			1.064,76

6 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

6.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS ENSAYADAS

6.1.1 CORTANTE ÚLTIMO

Antes de comparar los comportamientos estructurales de las distintas vigas entre si cabe analizar también las diferencias existentes entre los valores de cortante último obtenidos de manera experimental y empleando un método analítico.

Es necesario recordar que la carga que produce la prensa de ensayos tiene un valor doble al del cortante que aguanta la viga debido al reparto de cargas a tercios en la viga y que se muestra en la figura 5.13.

Para el análisis de las vigas de manera individual se tienen que analizar de manera aislada las vigas 1 y 3 y el resto, ya que las primeras no tienen ningún tipo de refuerzo de tejido de fibra de carbono que favorezca la resistencia a cortante, en tanto que el resto de las vigas si disponen de este refuerzo. En la tabla 5.4 se mostraban los refuerzos dispuestos en cada una de las vigas ensayadas.

Las dos vigas no reforzadas a cortante se estudian analíticamente según las normas EHE-08 [11] y ACI 318-08 [2], en tanto que las otras ocho se estudian según el fib bulletin [9] y el Eurocódigo 2 [12].

ANÁLISIS DE LAS VIGAS 1 Y 3.

FORMULACIÓN DE EHE-08

Las expresiones que se deben emplear para analizar la resistencia a cortante de elementos sin armadura en regiones fisuradas es la indicada en el artículo 44.2.3.2.1.2, según la expresión 6.1.

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \quad (6.1)$$

Con:

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2,0 \quad \text{y} \quad \rho_1 = \frac{A_s + A_f}{b_0 d} \leq 0,02$$

Siendo:

γ_c el coeficiente de minoración del hormigón (en el caso comparativo con ensayos a rotura dicho coeficiente toma el valor 1)

d el canto útil (mm)

A_s el área de la armadura de tracción (mm²)

A_f el área de la fibra de carbono a tracción (mm²)

b_0 el ancho de la sección (mm)

f_{cv} la resistencia a cortante del hormigón (N/mm²)

σ'_{cd} la tensión debida al esfuerzo axil, en nuestro caso se anula

Para la obtención de la cuantía de la armadura de tracción se han sumado las correspondientes de acero y de carbono, ya que el fib bulletin 14 admite una contribución adicional entre dichos materiales.

Según esta formulación se obtiene la tabla 6.1, donde se puede observar el cortante de las vigas y la carga de la prensa.

Tabla 6.1. Cálculo del cortante en las vigas 1 y 3 según EHE-08, partiendo de las secciones de acero y CFRP a tracción, y carga teórica de la prensa.

VIGA	As mm2	Af mm2	ρ_1	f_{cv} N/mm2	V_{u2} KN	Q prensa KN
1	157,08		0,013	32,97	15,57	31,14
3		90,00	0,007	38,42	13,61	27,22

FORMULACIÓN DE ACI 318-08

Para el cálculo analítico según el código ACI 318-08 la formulación empleada es la indicada en la expresión 6.2.

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0,3 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.2)$$

Con:

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1 \quad y \quad \rho_w = \frac{A_s + A_f}{b_w d}$$

Siendo:

f'_c la resistencia a compresión del hormigón (MPa)

A_s el área de la armadura de tracción (mm²)

A_f el área de la fibra de carbono a tracción (mm²)

V_u y M_u el cortante y momento actuante en la sección (N y N mm, respectivamente)

b_w el ancho de la sección (mm)

d el canto útil (mm)

Al igual que en el cálculo realizado con la EHE-08 para la obtención de la cuantía de la armadura de tracción se han sumado las correspondientes de acero y de carbono, ya que el fib bulletin 14 admite una contribución adicional entre dichos materiales.

Según esta formulación se obtiene la tabla 6.2, donde se puede observar el cortante de las vigas y la carga de la prensa.

Tabla 6.2. Cálculo del cortante en las vigas 1 y 3 según ACI 318-08, partiendo de las secciones de acero y CFRP a tracción, y carga teórica de la prensa.

VIGA	f'_c N/mm2	ρ_w	$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$	V_c KN	Q prensa KN
1	32,97	0,013	0,375	11,26	22,53
3	38,42	0,007	0,375	11,65	23,29

ANÁLISIS DE LAS VIGAS 2 Y 4 A 10.

FORMULACIÓN DE FIB BULLETIN 14 Y EUROCÓDIGO 2

Para el cálculo analítico de la resistencia a cortante de una viga reforzada exteriormente con fibra de carbono se emplea la formulación indicada en el bulletin 14 del fib y en el eurocódigo 2, según la expresión 6.3.

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd2}) \quad (6.3)$$

Siendo:

V_{cd} la resistencia a cortante del hormigón, según la expresión 6.4

V_{wd} la contribución de la armadura de cortante, según la expresión 6.5

V_{fd} la contribución de la fibra a cortante, según la expresión 6.6

V_{Rd2} el esfuerzo de cálculo a cortante que pueda soportarse sin rotura por compresión en el alma, según la expresión 6.7

$$V_{cd} = \left[\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \frac{N_{sd}}{A_c} \right] b_w d \quad (6.4)$$

Con $k = 1,6 - d \geq 1$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} \quad (6.5)$$

$$V_{fd} = 0,9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.6)$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w 0,9 d \quad (6.7)$$

Siendo:

τ_{Rd} la resistencia de cálculo básica a cortante, cuyos datos se recogen en la tabla 6.3

ρ_1 la cuantía de la armadura de tracción

N_{sd} esfuerzo axial en la sección (N)

A_c área de la sección de hormigón (mm²)

b_w ancho de la sección (mm)

d canto útil de la pieza (mm)

A_{sw} el área de la sección transversal de la armadura de cortante (mm^2)

s la separación entre estribos (mm)

f_{ywd} el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante (N/mm^2)

$\varepsilon_{fd,e}$ la deformación efectiva de cálculo del FRP

E_{fu} el módulo de elasticidad del FRP en su dirección principal

ρ_f la cuantía del FRP, según las expresiones 6.8 o 6.9

b_w ancho de la sección (mm)

d canto útil de la pieza (mm)

θ es el ángulo de inclinación de la rotura

α es la orientación de la dirección principal de las fibras dispuestas con relación a la directriz de la pieza

v el factor de eficacia; $v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$

Tabla 6.3. Valores de τ_{Rd} (N/mm^2) tomando $\gamma_c=1,5$ para diferentes resistencias de hormigón.

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Para el cálculo de la cuantía de fibra de carbono dispuesta en la viga se emplean las expresiones 6.17 o 6.18, función de si el refuerzo es continuo o discontinuo.

$$\rho_f(1) = \frac{2t_f \sin \alpha}{b_w} \quad (6.8)$$

$$\rho_f(2) = \frac{2t_f b_f}{b_w s} \quad (6.9)$$

Siendo:

t_f el espesor del refuerzo de fibra

b_f el ancho del refuerzo de fibra

s la separación entre las fibras

Con el análisis efectuado según el bulletin 14 del fib y el eurocódigo 2 los cortantes de las vigas analizadas teóricamente, junto con la carga de la prensa, son los indicados en la tabla 6.4.

Tabla 6.4. Cálculo del cortante en las vigas 2 y 4 a 10, según fib bulletin 14 y EC-2, y carga teórica de la prensa

VIGA	V _{cd} KN	V _{fd} KN	V _{cd} +V _{wd} +V _{fd} KN	V _{Rd2} KN	V _{Rd} KN	Q prensa KN
2	13,58	34,47	48,05	69,01	48,05	96,09
4	12,77	34,47	47,24	73,81	47,24	94,47
5	14,01	34,47	48,48	71,54	48,48	96,96
6	11,30	34,47	45,77	66,16	45,77	91,53
7	13,58	103,40	116,98	69,01	69,01	138,02
8	10,70	34,47	45,17	73,18	45,17	90,33
9	12,77	68,93	81,70	73,81	73,81	147,62
10	14,01	313,92	651,93	71,54	71,54	143,09

COMPARATIVA ENTRE EL CORTANTE OBTENIDO EXPERIMENTALMENTE Y EL OBTANIDO ANALÍTICAMENTE

Una vez que se ha realizado el cálculo analítico del máximo cortante que puede aguantar cada una de las vigas cabe comparar dichos datos con sus respectivos resultados experimentales.

Para la comparativa entre dichos cortantes analítico y experimental se ha realizado la tabla 6.5 y el gráfico 6.1. En estos se puede observar que en las vigas 1, 2, 3, 5 y 10 la carga obtenida experimentalmente es superior a la esperada analíticamente, en tanto que en las restantes 5 vigas sucede justamente al contrario.

Tabla 6.5. Cargas de la prensa para las diferentes vigas; experimental, según la EHE, según ACI y según fib bulletin. Se han sombreado los valores cuya carga experimental es inferior a la calculada de manera analítica.

VIGA	Q _{exp} KN	Q _{EHE} KN	Q _{ACI} KN	Q _{fib} KN
1	45,92	31,14	22,53	
2	124,84			96,09
3	33,51	27,22	23,29	
4	74,44			94,47
5	144,02			96,96
6	64,91			91,53
7	130,57			138,02
8	47,75			90,33
9	115,46			147,62
10	151,42			143,09

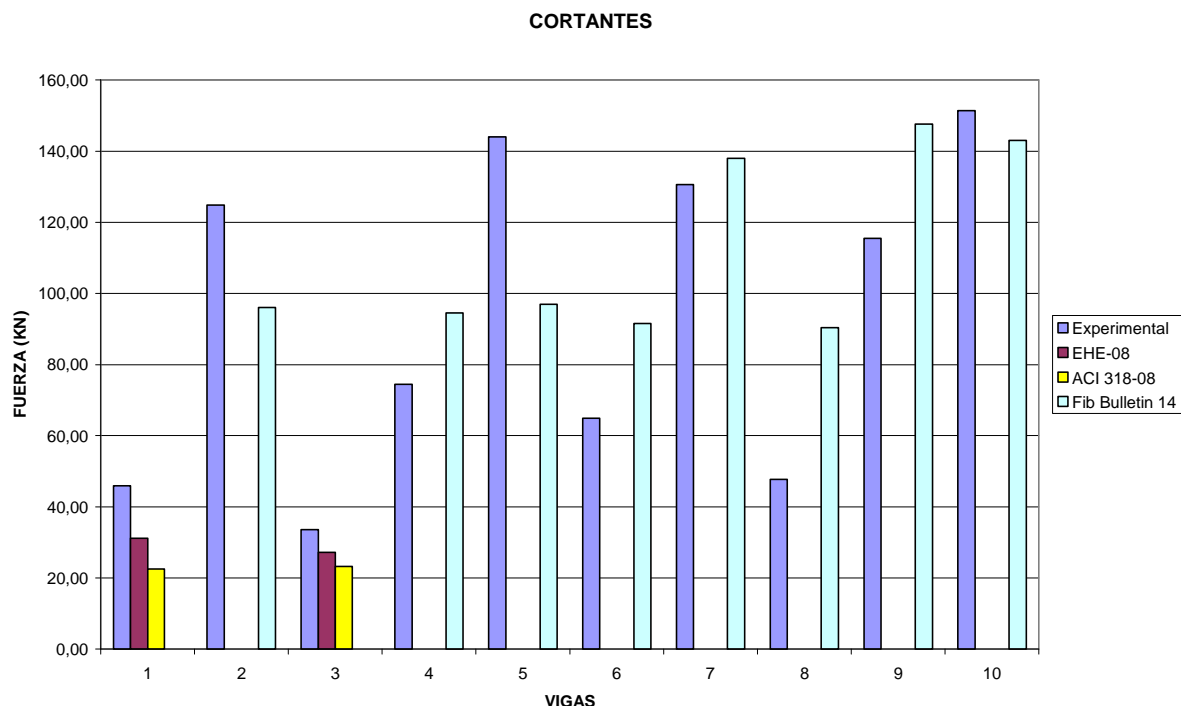


Figura 6.1. Gráfica comparativa de las cargas de la prensa para las diferentes vigas.

6.1.2 DIAGRAMA CARGA-FLECHA EXPERIMENTAL Y ANALÍTICO

Se calcula inicialmente el momento de fisuración, según la expresión indicada en el artículo 50.2.2.2 de la EHE-08

$$M_f = f_{ct,m,fl} W_b \quad (6.10)$$

M_f es el momento de fisuración en Nmm

$f_{ct,m,fl}$ es la resistencia media a flexotracción del hormigón, según (6.11), en N/mm^2

W_b el módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción, en mm^3

$$f_{ct,m,fl} = \max \left[\left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ct,m}; f_{ct,m} \right] \quad (6.11)$$

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{para} \quad f_{ck} \leq 50 N/mm^2 \quad (6.12)$$

h es el canto de la pieza en mm

$f_{ct,m}$ es la resistencia media a tracción del hormigón, según (6.12), en N/mm^2

f_{ck} es la resistencia característica de proyecto del hormigón en N/mm^2

De acuerdo con la relación entre la numeración de las vigas y la amasada en que se realizaron, indicada en la tabla 4.2, y teniendo las resistencias medias de las cinco amasadas de hormigón, indicadas en la tabla 5.1, se realiza la tabla 6.6, donde se reflejan los valores del cálculo analítico, según las fórmulas 6.10 a 6.12, del momento de fisuración.

Tabla 6.6. Cálculo analítico del momento de fisuración

VIGA	fck (ensayos) N/mm2	fct,m N/mm2	1,6- ... fct,m N/mm2	fct,m,fl N/mm2	Wb 10 ³ mm3	Mf 10 ⁶ Nmm
1	32,97	3,08	4,47	4,47	375,00	1,68
2	35,08	3,21	4,66	4,66	375,00	1,75
3	38,42	3,42	4,95	4,95	375,00	1,86
4	38,96	3,45	5,00	5,00	375,00	1,87
5	37,07	3,34	4,84	4,84	375,00	1,81
6	32,97	3,08	4,47	4,47	375,00	1,68
7	35,08	3,21	4,66	4,66	375,00	1,75
8	38,42	3,42	4,95	4,95	375,00	1,86
9	38,96	3,45	5,00	5,00	375,00	1,87
10	37,07	3,34	4,84	4,84	375,00	1,81

Una vez obtenido el momento de fisuración se puede obtener la carga de fisuración con la expresión 6.13, igualando el momento de fisuración al máximo producido en la viga.

$$M_{\max} = \frac{Pl}{3} \quad (6.13)$$

P es la carga puntual, en KN

l es la luz de la viga, en m

La figura 5.9, aclaratoria de la fórmula 6.13, muestra un esquema de cargas y diagramas de cortantes y momentos flectores de una viga simplemente apoyada sometida a dos cargas puntuales equidistantes entre si y de los apoyos.

La carga de la prensa sobre la viga será igual al doble de la carga puntual P ya que, como se aprecia en la figura 5.1 y se indicó anteriormente, la prensa carga puntualmente en el centro sobre la viga.

El resultado analítico de la carga de la prensa para el momento de fisuración se indica en la tabla 6.7.

Tabla 6.7. Carga obtenida analíticamente para el momento de fisuración.

VIGA	P (Q/2) KN	Q prensa KN
1	5,03	10,06
2	5,24	10,49
3	5,57	11,14
4	5,62	11,25
5	5,44	10,88
6	5,03	10,06
7	5,24	10,49
8	5,57	11,14
9	5,62	11,25
10	5,44	10,88

El desplazamiento en el instante de fisuración se obtiene con la expresión 6.14. Como el desplazamiento se ha obtenido a $l/3$ el valor de x será de $l/3$.

$$f(x) = \frac{-Px}{18EI} (2l^2 - 3x^2) \quad (6.14)$$

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}}$$

E_c es el módulo de deformación longitudinal del hormigón en N/mm^2

I es la inercia de la sección, en este caso rectangular, en mm^4

Con los datos obtenidos de cargas y aplicando la fórmula 6.14 se obtienen los datos de la flecha a $l/3$ en el momento de fisuración, reflejados en la tabla 6.8.

Tabla 6.8. Resultados analíticos de flechas en las vigas para el momento de fisuración.

VIGA	I_b $10^4 Nmm^4$	E_c N/mm^2	$f(l/3)$ mm
1	2.812,50	27.255,78	-0,20
2	2.812,50	27.825,23	-0,21
3	2.812,50	28.681,69	-0,21
4	2.812,50	28.815,44	-0,21
5	2.812,50	28.341,74	-0,21
6	2.812,50	27.255,78	-0,20
7	2.812,50	27.825,23	-0,21
8	2.812,50	28.681,69	-0,21
9	2.812,50	28.815,44	-0,21
10	2.812,50	28.341,74	-0,21

Para realizar el diagrama analítico carga-desplazamiento de cada una de las vigas desde el momento de fisuración se parte de un dato fijo, cual es la carga de la prensa, a partir de la cual y aplicando la fórmula 6.14 podremos obtener la flecha

para dicha carga. En el cálculo de dicha flecha es necesario calcular la inercia fisurada de la sección, lo cual se realiza mediante la fórmula 6.16, para poder calcular la inercia según la interpolación de Branson, fórmula 6.15.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M} \right)^3 \right] I_f \leq I_b \quad (6.15)$$

$$I_f = \frac{1}{3} b x^3 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_f}{E_c} A_f \left(h + \frac{e_f}{2} - x \right)^2 \quad (6.16)$$

M es el momento flector producido por la carga, en KNm

I_b es la inercia de la sección completa, en mm^4

b es el ancho de la sección, en mm

h es el canto de la sección, en mm

x es la distancia entre la fibra más comprimida y la fibra neutra, en mm

E_s , E_c y E_f los módulos de deformación longitudinales del acero, hormigón y laminado de carbono, en MPa. $E_s = 200.000$ MPa y $E_f = 165.000$ MPa.

A_s y A_f las secciones de acero y de laminado de carbono, en mm^2

d es el canto útil de la pieza, en mm

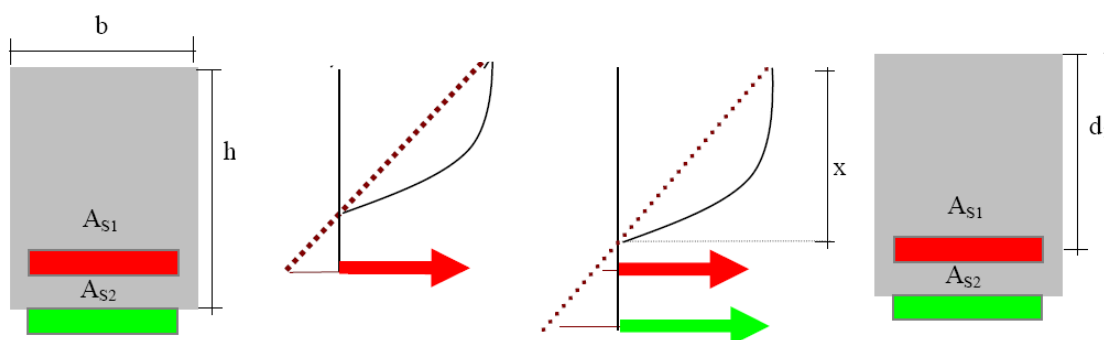
E_f es el espesor de la fibra de carbono, en mm

La figura 6.2 se ha dispuesto como aclaración gráfica complementaria de las expresiones 6.16 y 6.17.

Partiendo de las áreas de acero y de laminado de carbono colocadas en las vigas, según se indica en la tabla 6.9, se puede obtener el valor de x según la expresión 6.17. En la tabla 6.10 se expresan los términos de la ecuación de segundo grado cuyas soluciones facilitan los valores de x para las distintas vigas.

Tabla 6.9. Áreas de acero y laminado de carbono dispuestas en las vigas, junto con sus correspondientes módulos de deformación longitudinal.

VIGA	A_s 2 \varnothing 10 mm ²	E_s N/mm ²	A_{carb} e = 1,80 mm mm ²	E_f N/mm ²
1	157,08	200.000		165.000
2	157,08	200.000	90,00	165.000
3		200.000	90,00	165.000
4		200.000	180,00	165.000
5	157,08	200.000	180,00	165.000
6	157,08	200.000		165.000
7	157,08	200.000	90,00	165.000
8		200.000	90,00	165.000
9		200.000	180,00	165.000
10	157,08	200.000	180,00	165.000



Estado I. Inicial

Estado II. Refuerzo

Armadura existente

Refuerzo mediante chapas de acero o laminados poliméricos

Figura 6.2 Refuerzo de secciones

$$\frac{bx^2}{2} = \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x) + \frac{E_f}{E_c} A_f \left(h + \frac{e_f}{2} - x \right) \quad (6.17)$$

Tabla 6.10. Valores numéricos de la ecuación de segundo grado y soluciones del término x

VIGA	x ²	x	Indep.	Valores de x	
				mm	mm
1	50	1.152,63	-144.079,18	43,38	-66,43
2	50	1.662,73	-221.664,10	52,00	-85,25
3	50	517,75	-78.128,77	34,69	-45,04
4	50	1.030,70	-155.532,25	46,41	-67,02
5	50	2.156,39	-296.690,36	58,43	-101,56
6	50	1.152,63	-144.079,18	43,38	-66,43
7	50	1.662,73	-221.664,10	52,00	-85,25
8	50	517,75	-78.128,77	34,69	-45,04
9	50	1.030,70	-155.532,25	46,41	-67,02
10	50	2.156,39	-296.690,36	58,43	-101,56

Una vez obtenidos los valores de x, mediante las expresiones 6.15 y 6.16 se consigue obtener I_e para una carga determinada de la prensa, según la tabla 6.11. Con dicha I_e , empleando la expresión 6.14 se obtiene la flecha teórica para esa carga de prensa, según la tabla 6.12. En las tablas 6.11 y 6.12 se muestran los resultados obtenidos en cada una de las diez vigas estudiadas para una carga igual a la máxima, obtenida analíticamente.

Tabla 6.11. Obtención de la inercia I_e para una carga de la prensa igual a la máxima, obtenida analíticamente.

VIGA	I_f	Q prensa	P (Q/2)	M = Px x = l/3	I_e (calculado)	I_e $I_e \leq I_b$
	10 ⁴ mm ⁴	KN	KN	KN m	10 ⁴ mm ⁴	10 ⁴ mm ⁴
1	1.039,98	31,14	15,57	5,19	1.099,80	1.099,80
2	1.592,37	96,09	48,05	16,02	1.593,96	1.593,96
3	838,36	27,22	13,61	4,54	973,83	973,83
4	1.458,54	94,47	47,24	15,75	1.460,82	1.460,82
5	2.052,22	96,96	48,48	16,16	2.053,29	2.053,29
6	1.039,98	91,53	45,77	15,26	1.042,33	1.042,33
7	1.592,37	138,02	69,01	23,00	1.592,91	1.592,91
8	838,36	90,33	45,17	15,06	842,07	842,07
9	1.458,54	147,62	73,81	24,60	1.459,14	1.459,14
10	2.052,22	143,09	71,55	23,85	2.052,55	2.052,55

Tabla 6.12. Flecha analítica obtenida para la carga última analítica

VIGA	I_e 10^4 mm^4	E_c N/mm^2	$f(l/3)$ mm
1	1.099,80	27.255,78	-1,60
2	1.593,96	27.825,23	-3,34
3	973,83	28.681,69	-1,50
4	1.460,82	28.815,44	-3,46
5	2.053,29	28.341,74	-2,57
6	1.042,33	27.255,78	-4,97
7	1.592,91	27.825,23	-4,81
8	842,07	28.681,69	-5,77
9	1.459,14	28.815,44	-5,42
10	2.052,55	28.341,74	-3,80

A partir de la obtención de la carga y deformación, tanto para el momento de fisuración como para la carga última que produce la rotura experimental de la viga, se realizan los gráficos comparativos carga-flecha de cada una de las vigas ensayadas, obteniéndose las figuras 6.4, 6.6, 6.8, 6.10, 6.12, 6.14, 6.16, 6.18, 6.20 y 6.22. Se indica que la gráfica analítica de las vigas 1 y 3 se ha realizado con la base de la norma EHE-08, en tanto que para la del resto de las vigas se ha empleado el fib bulletin 14.

El diagrama carga-desplazamiento analítico de cada una de las vigas se ha obtenido de forma simplificada mediante dos líneas rectas, figura 6.3. El primer tramo 0A, desde el origen de coordenadas hasta la carga correspondiente al instante de la fisuración, representa el comportamiento de la viga con una rigidez correspondiente a su inercia bruta. El segundo tramo, desde el instante de la fisuración hasta la carga correspondiente al cortante último, representa el comportamiento de la viga con la inercia fisurada. Se ha comprobado que la carga correspondiente al cortante último es inferior a la carga que produciría el fallo por flexión en la viga en el tercio central, por plastificación del acero y/o el laminado traccionado e inferior a la carga que produce el agotamiento por compresión del hormigón. Los valores f_A y f_B se han obtenido en las hipótesis de sección bruta y fisurada, respectivamente.

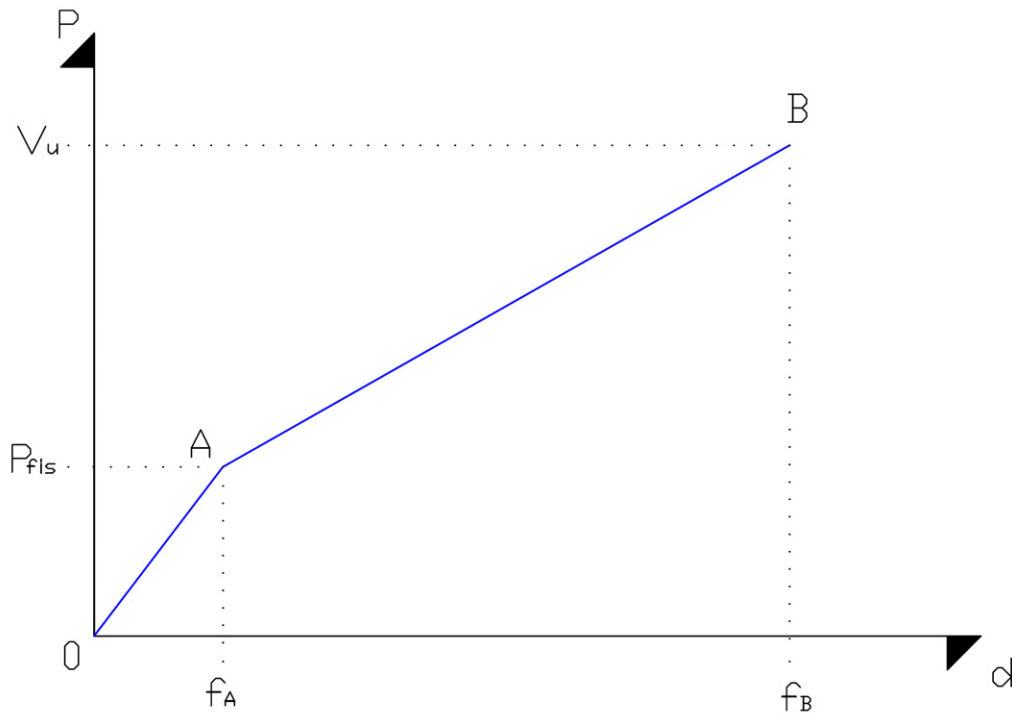


Figura 6.3. Comportamiento simplificado de las vigas estudiadas.

VIGA 1

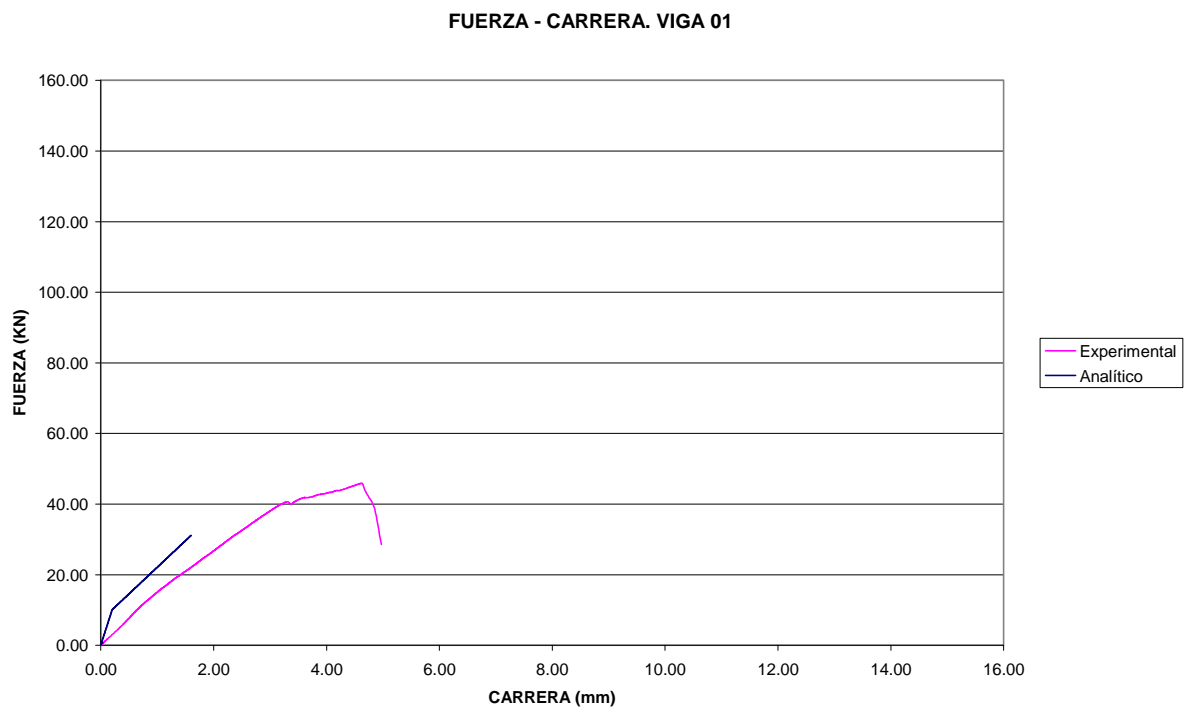


Figura 6.4. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 1.

La viga 1, sin estribos y sin tejido de fibra de carbono como refuerzo a cortante, rompe por cortante, produciéndose una única grieta inclinada con la horizontal de aproximadamente 45° que se desarrolla desde la cabeza comprimida hasta la armadura traccionada, como se muestra en la figura 6.5.

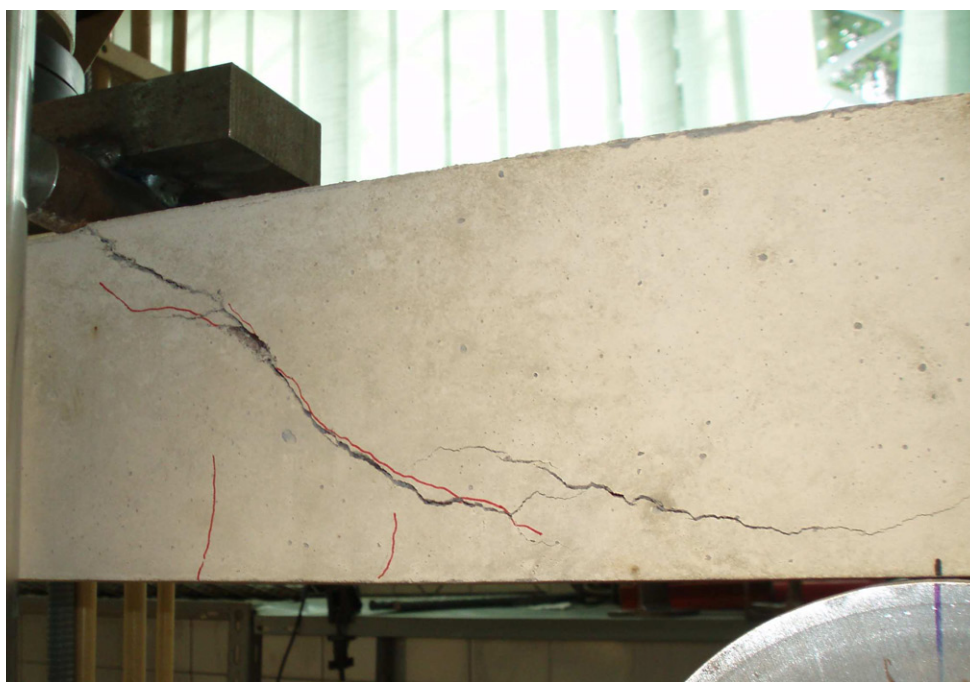


Figura 6.5. Rotura a cortante producida en la viga número 1

La carga de rotura es superior a la que se necesita para que se produzca la fisuración. La carga que produce la fisuración se puede obtener en los diagramas carga-desplazamiento de las figura 5.15 y 6.4 como la ordenada en la cual se produce el cambio de pendiente en las dos líneas del diagrama. Tanto la apertura como la altura de las fisuras producidas en el tercio central son pequeñas, lo que pone de manifiesto que el agotamiento por flexión se produciría para una carga sensiblemente superior. En concreto, y en valores de cálculo, la carga que habría producido el agotamiento por flexión es $P=53,3$ KN y ésta habría sucedido por agotamiento de la armadura traccionada.

Para calcular el agotamiento por flexión, tomando como base la figura 6.2 se puede indicar:

Para un $f_{ck}=32,97$ N/mm² y $U_s=78.500$ N

$$\Sigma M = 0 \quad x = \frac{U_s}{bf_{ck}} = \frac{78500}{100 \cdot 32,97} = 23,81 \text{ mm}$$

$$\Sigma M = 0 \quad M_u = f_{ck} bx \left(d - \frac{x}{2} \right) = 32,97 \cdot 100 \cdot 23,81 \left(125 - \frac{23,81}{2} \right) = 8,88 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$P_u = \frac{M_u}{\frac{L}{3}} = \frac{8,88 \cdot 10^6}{\frac{1000}{3}} = 26.634,4 \text{ N}$$

$$Q_{prensa} = 2P_u = 53.268,8 \text{ N}$$

En la figura 6.4 se han superpuesto los diagramas fuerza-desplazamiento obtenidos analítica y experimentalmente. La comparación de ambos gráficos permite comprobar como el comportamiento analítico obtenido según EHE-08 supone una rigidez muy superior a la obtenida experimentalmente, sobre todo en los primeros niveles de carga hasta el momento de fisuración. A partir de ese punto, la rigidez que predice la EHE-08 es muy similar a la que se obtiene experimentalmente. La carga que produce la rotura es superior a la que se obtiene utilizando el modelo de la citada norma.

VIGA 2

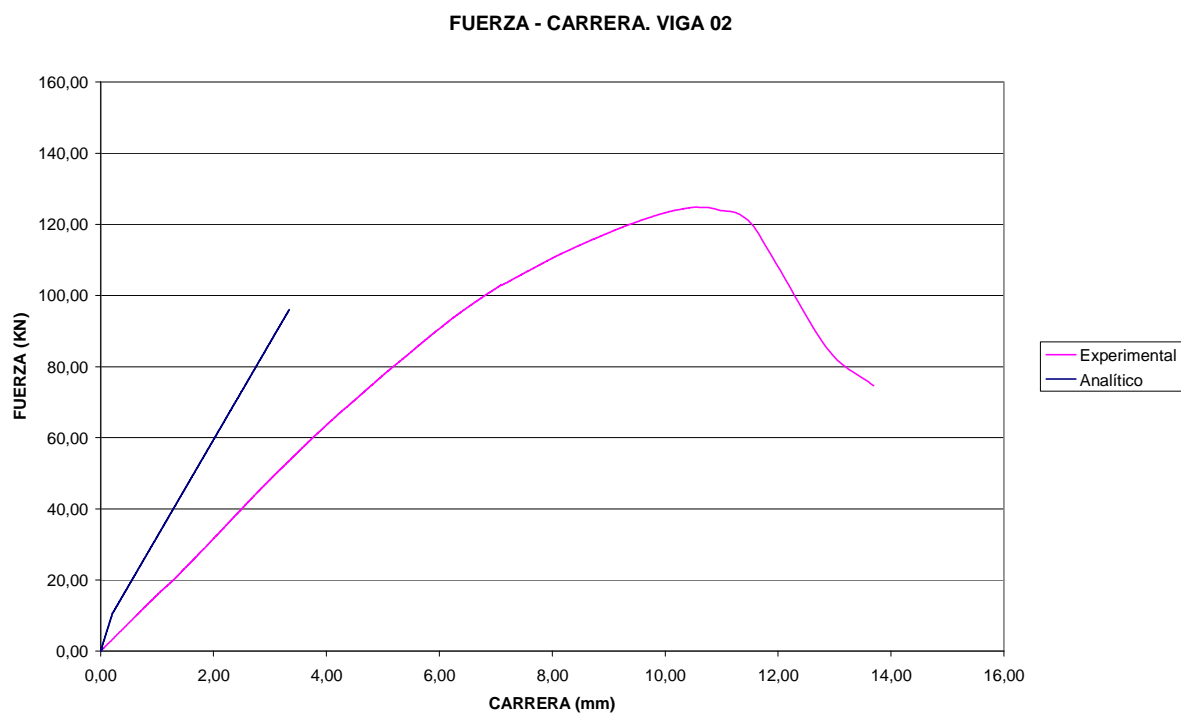


Figura 6.6. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 2.

La viga número 2, reforzada a cortante con una capa de tejido de fibra de carbono, rompe a flexión, por aplastamiento de la cabeza comprimida del hormigón, como se muestra en la figura 6.7.

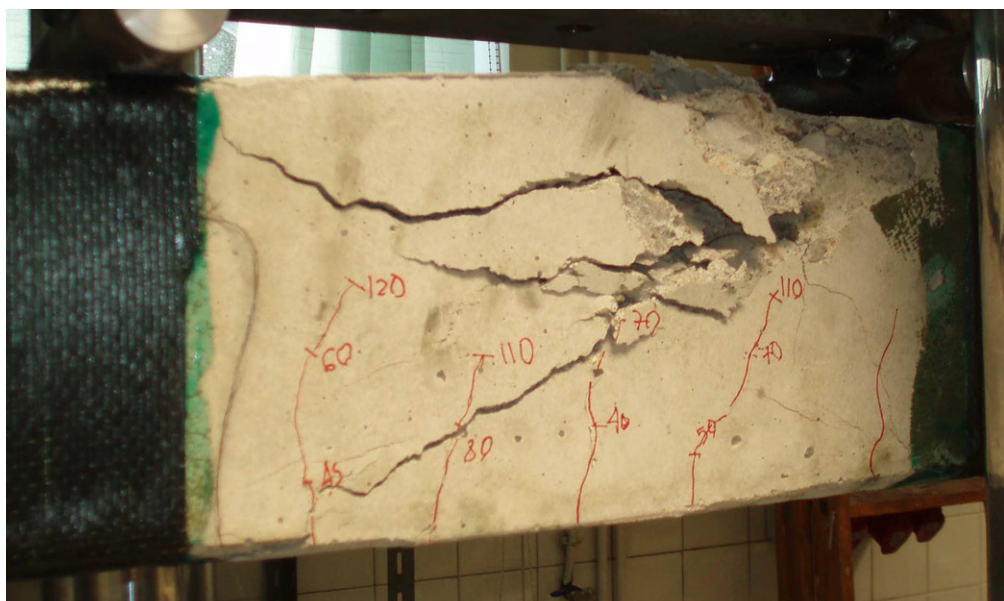


Figura 6.7. Rotura a flexión producida en la viga número 2

La resistencia en la zona traccionada, con una armadura $2 \varnothing 10$ y un laminado de fibra de carbono de 50 mm de ancho, supera a la resistencia del hormigón a compresión, produciéndose su rotura. La fisuración desarrollada es escasa, como corresponde a una rotura producida en el dominio 4 de deformación. El comportamiento que predice el modelo analítico es más rígido que el experimental. En las gráficas de las figuras 5.17 y 6.6 se aprecia el instante de fisuración de la viga.

VIGA 3

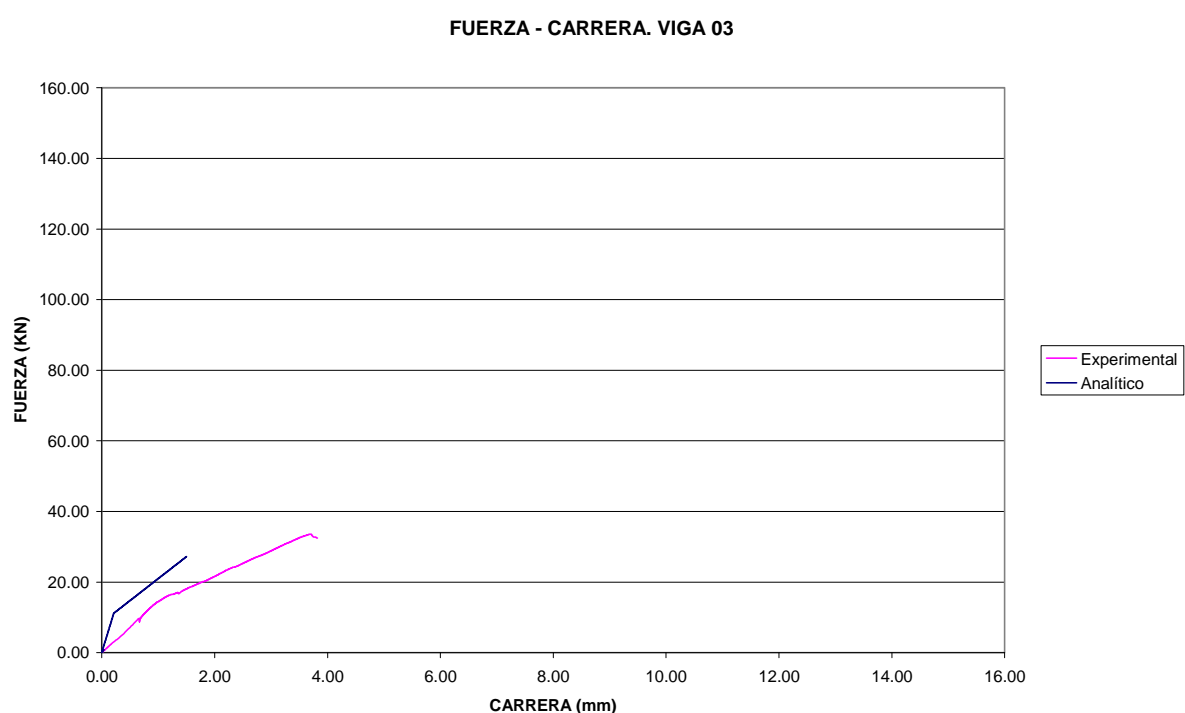


Figura 6.8. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 3.

La viga número 3 posee un comportamiento muy similar al de la viga 1. Ambas vigas están sin reforzar a cortante y en el caso de la 3 se ha colocado como elemento a tracción un laminado de 50 mm de ancho en vez de $2 \varnothing 10$. La rotura se produce por cortante, según la figura 6.9, pero la grieta posee una inclinación superior al de la viga 01 (aproximadamente de 52°) y llega hasta el laminado. Al superarse el momento de fisuración, se producen fisuras de flexión de pequeña altura y apertura.



Figura 6.9. Rotura a cortante producida en la viga número 3

El diagrama obtenido analíticamente es más rígido que el experimental, sobre todo en la zona correspondiente al comportamiento con inercia bruta. Una vez alcanzada la carga de fisuración las pendientes de las gráficas obtenidas analítica y experimentalmente son muy similares. La carga de rotura obtenida analíticamente es inferior a la obtenida experimentalmente.

VIGA 4

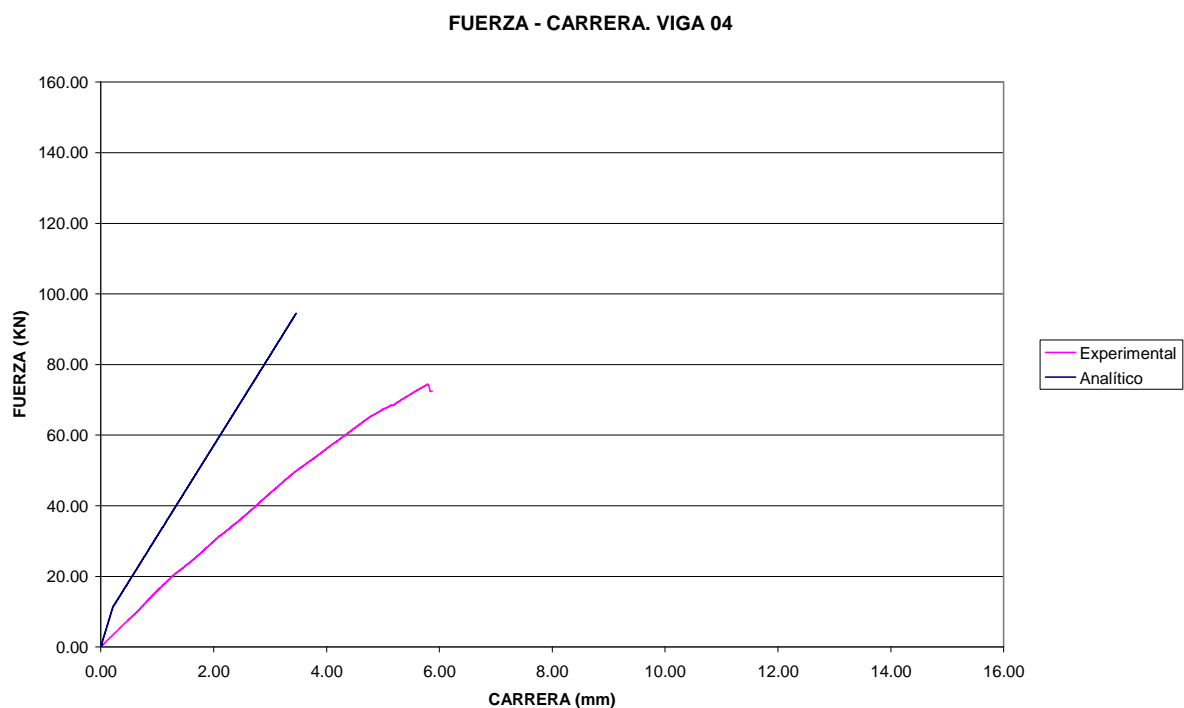


Figura 6.10. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 4.

La viga número 4 se ha reforzado a flexión y a cortante con materiales compuestos de fibra de carbono. En la zona inferior se ha colocado un laminado de 100 mm de ancho y como refuerzo a cortante se ha adherido un tejido de una banda de fibra de carbono.

La rotura se ha producido por cortante, como se puede apreciar en la figura 6.11, superando el momento de fisuración. Las fisuras aparecidas son de pequeña altura y apertura. La carga obtenida analíticamente supera a la obtenida experimentalmente. Cabe indicar que el modelo teórico es más rígido que el experimental.

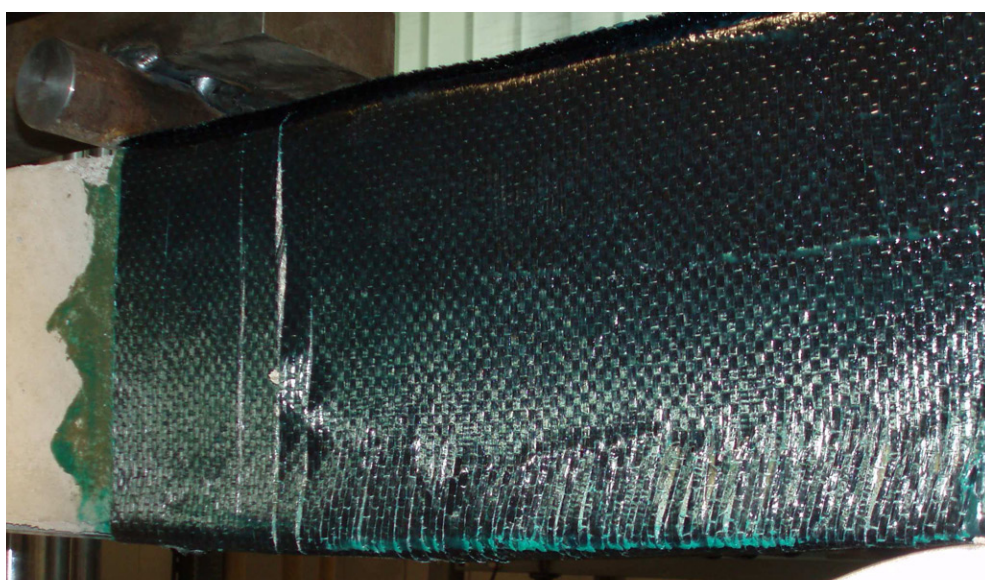


Figura 6.11 Rotura a cortante producida en la viga número 4

VIGA 5

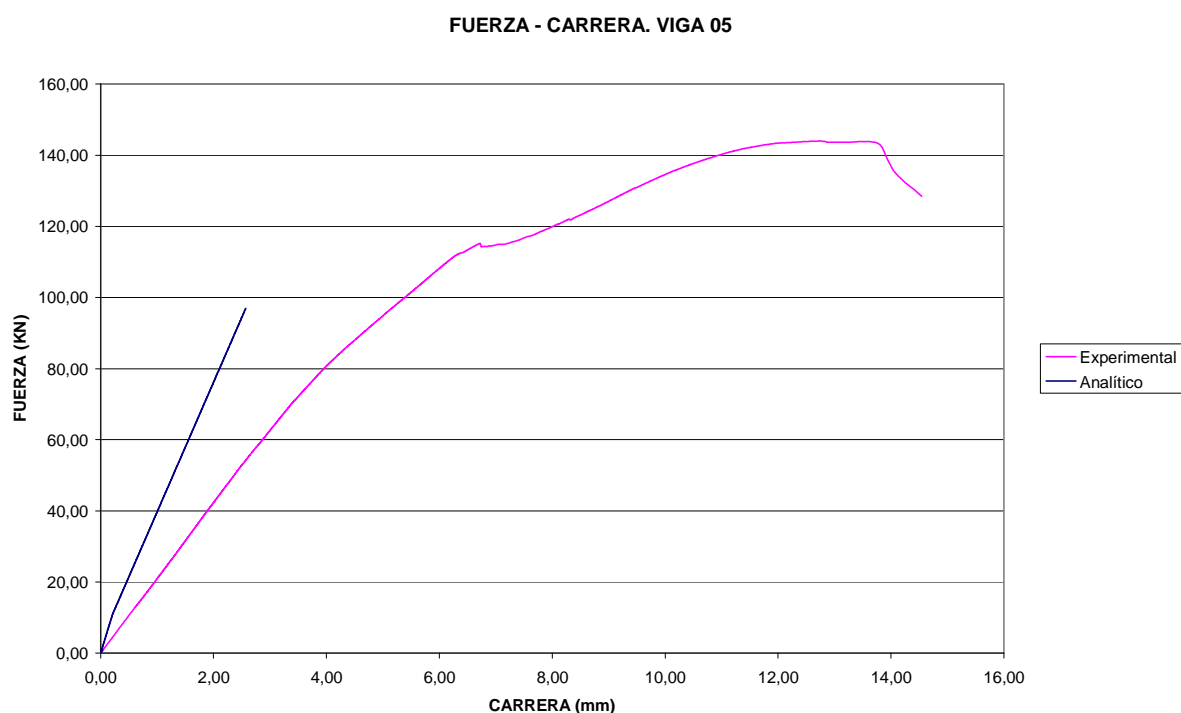


Figura 6.12. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 5.

A pesar de que la rotura de esta viga se produce por cortante, según la figura 6.13, puede comprobarse en las figuras 5.23 y 6.12 la enorme ductilidad que presenta su comportamiento debido fundamentalmente a la enorme deformación que admite el tejido de fibra de carbono antes de su rotura.

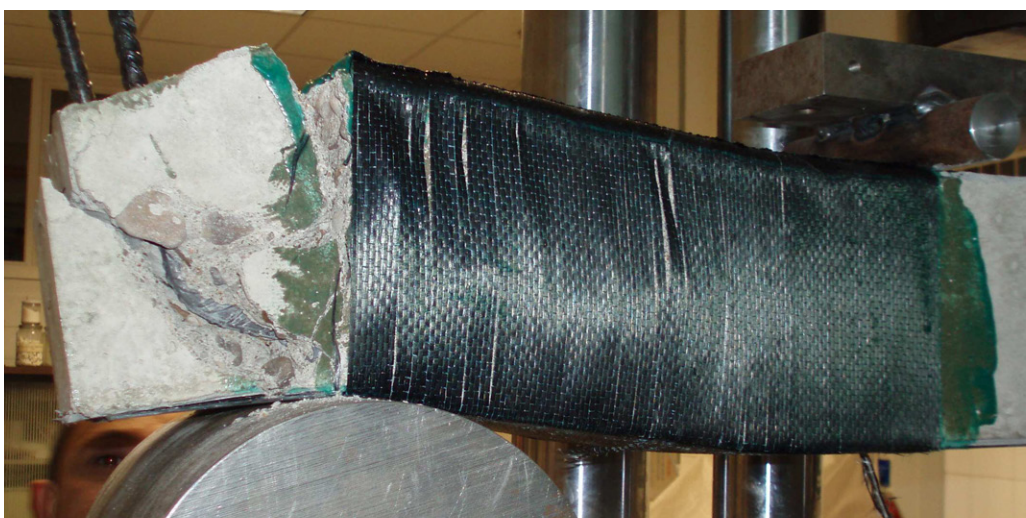


Figura 6.13 Rotura producida en la viga número 5

Debido a la elevada capacidad mecánica existente a tracción (2 \varnothing 10 más un laminado de 100 mm de ancho), prácticamente no se produce fisuración en la zona traccionada. El comportamiento analítico es más rígido que el experimental.

VIGA 6

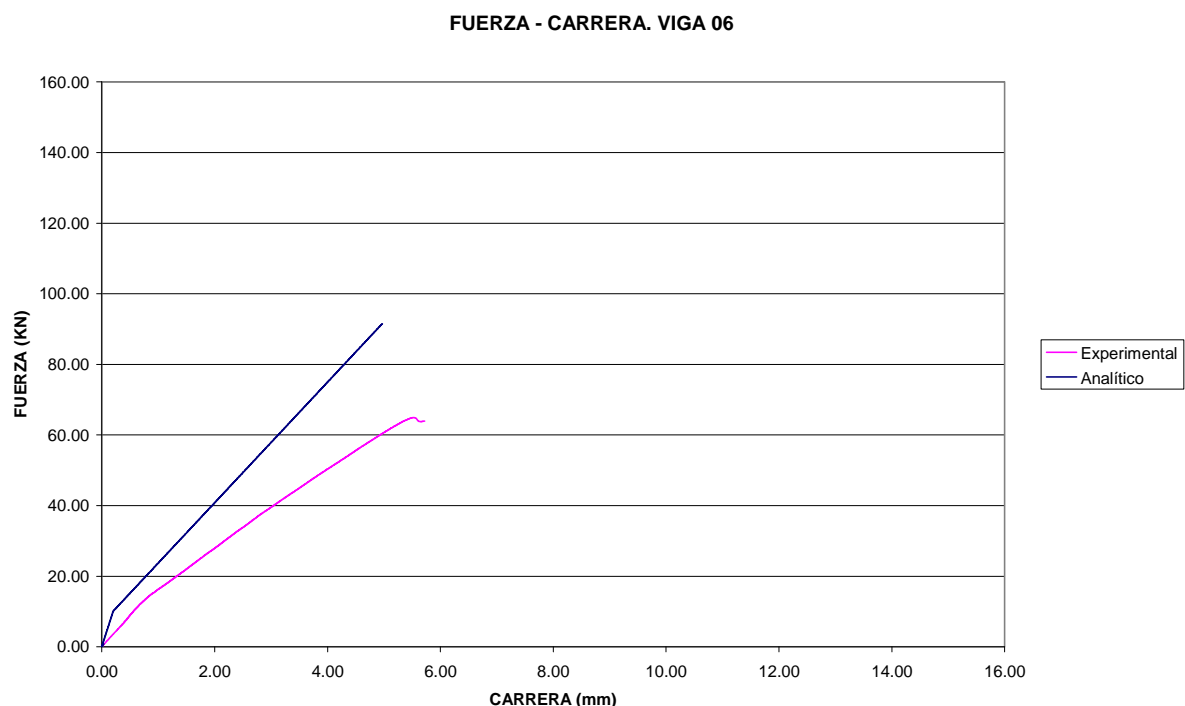


Figura 6.14. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 6.

Su resistencia a cortante es superior a su resistencia a flexión, fallando por falta de capacidad de su armadura traccionada, según la figura 6.15. Se producen fisuras importantes tanto en altura como en profundidad, situación típica de roturas en el dominio 2. Como consecuencia del movimiento producido en la zona central de la viga, el hormigón revienta en la zona superior comprimida.



Figura 6.15 Rotura producida en la viga número 6

Analíticamente se obtiene un comportamiento más rígido que experimentalmente. La carga de rotura experimental es superior a la teórica.

VIGA 7

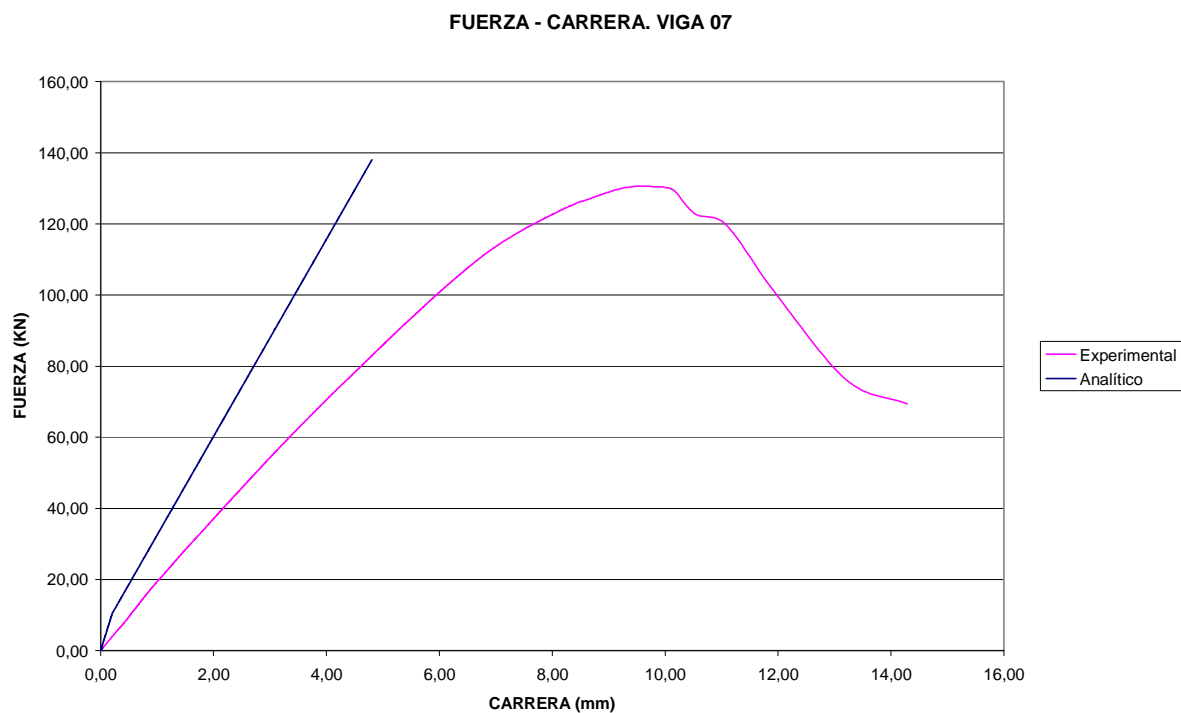


Figura 6.16. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 7.

Las tres capas de refuerzo a cortante de la viga 7 proporcionan una resistencia a cortante superior a la resistencia a flexión, rompiendo la viga de esta última forma, según la figura 6.17. La viga está armada a flexión con 2 \varnothing 10 y un laminado de fibra de carbono por lo que la resistencia de la zona traccionada es superior a la resistencia del hormigón, fallando la viga por aplastamiento.



Figura 6.17 Rotura producida en la viga número 7

Para calcular el agotamiento por flexión, tomando como base la figura 6.2 se puede indicar:

Para un $f_{ck}=35,08 \text{ N/mm}^2$, $U_s=78.500 \text{ N}$ y $E_f=165.000 \text{ N/mm}^2$

$$U_f = E_f \left(\frac{150-x}{x} \right) (3,5 \cdot 10^{-3}) b_f e_f = 165000 \left(\frac{150-x}{x} \right) (3,5 \cdot 10^{-3}) \cdot 50 \cdot 1,8$$

$$\Sigma M = 0 \quad f_{ck} b \cdot 0,8x = U_s + U_f$$

$$2.806,4x^2 - 26.525x - 7.796.250 = 0 \Rightarrow x = 57,64 \text{ mm} \Rightarrow U_f = 832.826,34 \text{ N}$$

$$M_u = U_f (h - 0,4x) + U_s (d - 0,4x) = 832.826,34(150 - 0,4 \cdot 57,64) + 78.500(125 - 0,4 \cdot 57,64)$$

$$M_u = 113,72 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$P_u = \frac{M_u}{\frac{L}{3}} = \frac{113,72 \cdot 10^6}{\frac{1000}{3}} = 341.174,7 \text{ N}$$

$$Q_{prensa} = 2P_u = 682.349,5 \text{ N}$$

La rigidez que predice el modelo analítico es superior a la obtenida experimentalmente.

VIGA 8

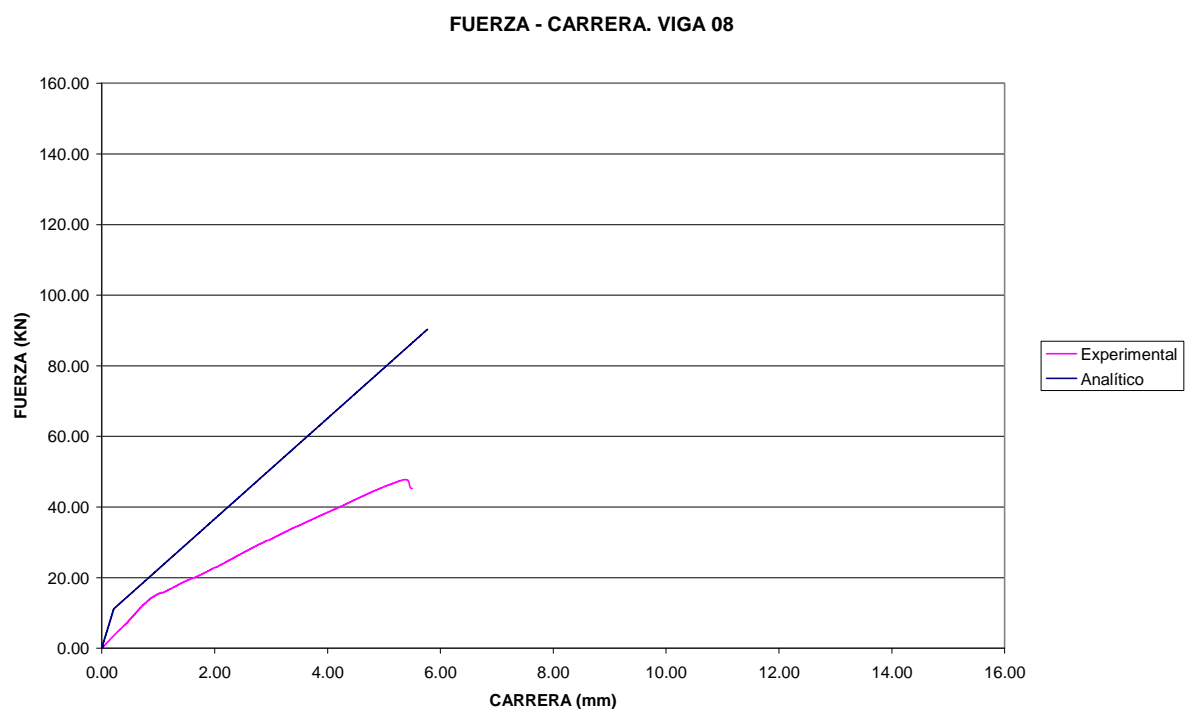


Figura 6.18. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 8.

La viga 8 rompe a cortante, como se puede apreciar en la figura 6.19, con escasa fisuración en la zona central. Se puede ver el momento de fisuración, instante que queda claramente marcado en los diagramas de las figuras 5.29 y 6.18.

El comportamiento analítico es más rígido que el experimental.



Figura 6.19 Rotura por cortante producida en la viga número 8

VIGA 9

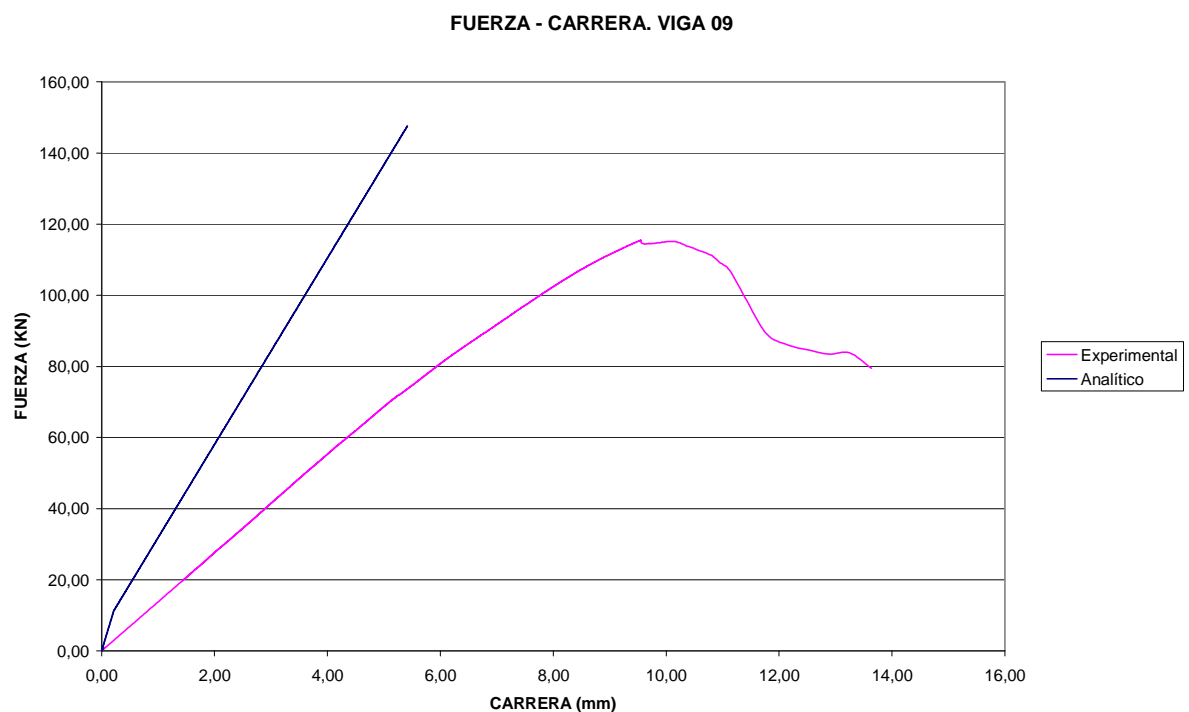


Figura 6.20. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 9.

Las dos bandas de refuerzo a cortante hacen que la viga falle antes a flexión en el dominio 2. El comportamiento experimental muestra una gran ductilidad de la viga, con una flecha para la carga máxima de aproximadamente 10 mm. Se adjunta la figura 6.21 como posible aclaración a la rotura, aunque los refuerzos de tejido de carbono impiden ver con claridad la rotura.

Para calcular el agotamiento por flexión, tomando como base la figura 6.2 se puede indicar:

Para un $f_{ck}=38,96 \text{ N/mm}^2$ y $E_f=165.000 \text{ N/mm}^2$

$$U_f = E_f \left(\frac{150-x}{x} \right) (3,5 \cdot 10^{-3}) b_f e_f = 165000 \left(\frac{150-x}{x} \right) (3,5 \cdot 10^{-3}) \cdot 100 \cdot 1,8$$

$$\Sigma M = 0 \quad f_{ck} b \cdot 0,8x = U_f$$

$$3.116x^2 + 103.950x - 15.592.500 = 0 \Rightarrow x = 56,00 \text{ mm} \Rightarrow U_f = 174.487,50 \text{ N}$$

$$M_u = U_f (h - 0,4x) = 174.487,50 (150 - 0,4 \cdot 56,00) = 22,26 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$P_u = \frac{M_u}{L/3} = \frac{22,26 \cdot 10^6}{1000/3} = 66.793,8 \text{ N}$$

$$Q_{prensa} = 2P_u = 133.587,6 \text{ N}$$

El comportamiento analítico es más rígido que el experimental.

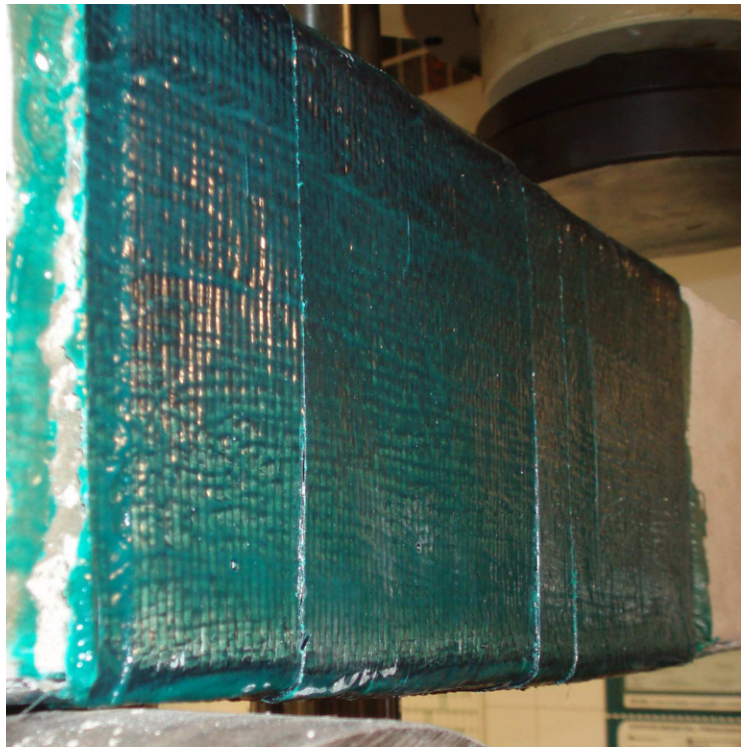


Figura 6.21 Rotura producida en la viga número 9

VIGA 10

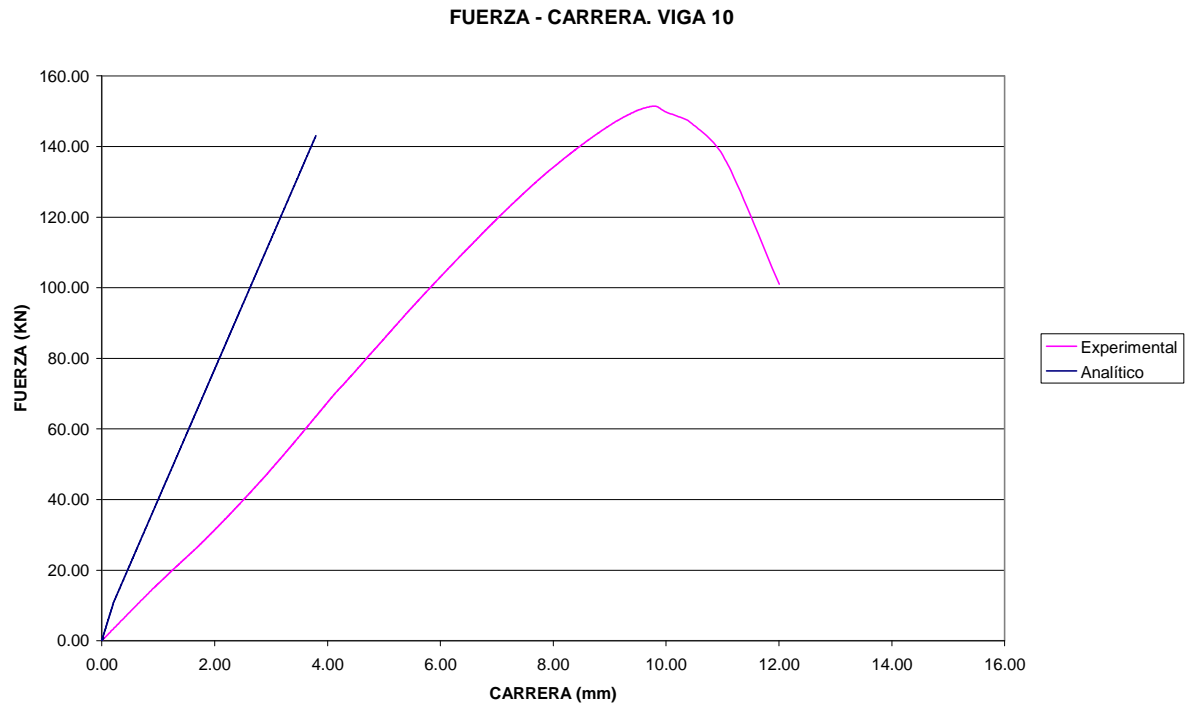


Figura 6.22. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental-analítica de la viga número 10.

La viga número 10 rompe a flexión, por falta de resistencia del hormigón en la zona comprimida. Se puede apreciar en las figuras 5.32 y 6.23 el aplastamiento del hormigón y la escasa fisuración producida.

De nuevo el comportamiento analítico es significativamente más rígido que el experimental.

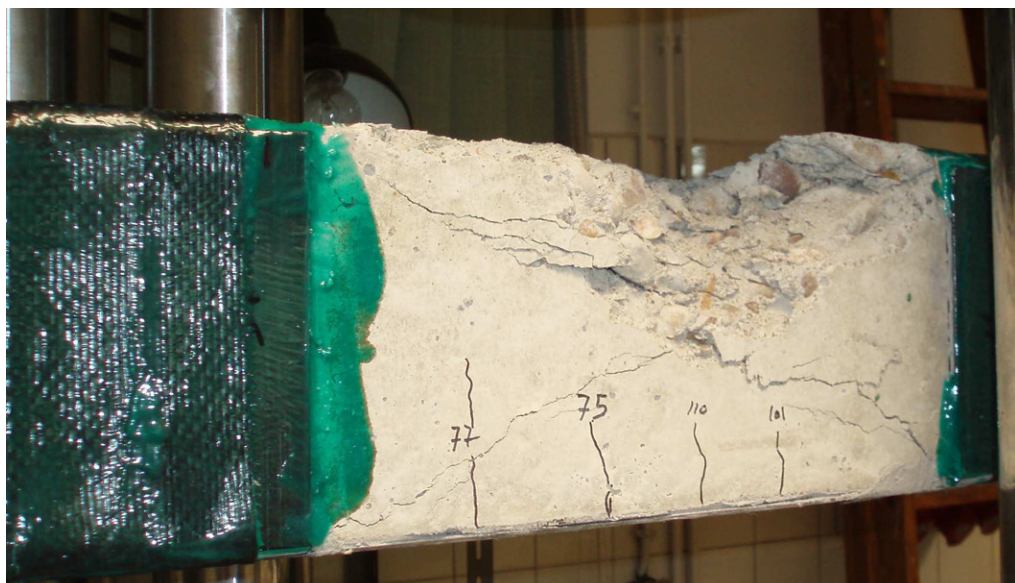


Figura 6.23 Rotura producida en la viga número 10

6.2 COMPARACIÓN ENTRE LOS COMPORTAMIENTOS ESTRUCTURALES DE LAS VIGAS

Una vez analizado el comportamiento individual de cada viga, se pasa a comparar los comportamientos estructurales de las vigas entre sí. Para ello se recuerda, en la tabla 6.13, las características del hormigón empleado en cada viga, la armadura y los refuerzos dispuestos.

Tabla 6.13. Características de hormigón, acero y fibra de carbono dispuestas en cada viga.

VIGA Nº	f _c (Mpa)	As	Refuerzo laminado C		Tejido C Nº capas
			Inferior (mm)	Lateral (mm)	
1	32.97	2 ø 10			
2	35.08	2 ø 10	50		1
3	38.42		50		
4	38.96		100		1
5	37.07	2 ø 10	100		1
6	32.97	2 ø 10			1
7	35.08	2 ø 10	50		3
8	38.42		50		1
9	38.96		100		2
10	37.07	2 ø 10	100	2x(4+4)x50	1

Según la tabla anterior se van a comparar las vigas 1 y 3, sin refuerzo de tejido de fibra de carbono, pero una realizada con armadura de carbono y la otra con laminado de carbono.

Además se comparan las vigas 1 y 6, realizadas con la misma amasada, cuya diferencia radica en la disposición de un refuerzo de tejido de fibra de carbono a cortante. De manera análoga se comparan las vigas 2 y 7, 3 y 8, 4 y 9 y, por último, las 5 y 10, realizadas dos a dos con el mismo hormigón y cuya diferencia se encuentra en las diferentes capas de refuerzo con tejido de fibra de carbono.

De cada comparativa, a excepción de la de las vigas 1 y 3, se estudia la carga de fisuración, el cortante, la flecha máxima, las energías últimas y residual total y se comparará el tipo de rotura.

COMPARATIVA ENTRE LAS VIGAS 1 Y 3

Las vigas 1 y 3 son las únicas que no han sido reforzadas exteriormente con tejido de fibra de carbono para aumentar su resistencia a esfuerzo cortante. La armadura longitudinal de la viga número 1 está compuesta por 2 \varnothing 10 de acero al carbono, en tanto que la viga 3, originalmente de hormigón en masa, se encuentra reforzada a flexión por un laminado de fibra de carbono de 50 mm de ancho.

Comparando las gráficas fuerza-desplazamiento de ambas vigas, mostrada en la figura 6.24, se extraen los datos reflejados en la tabla 6.14.

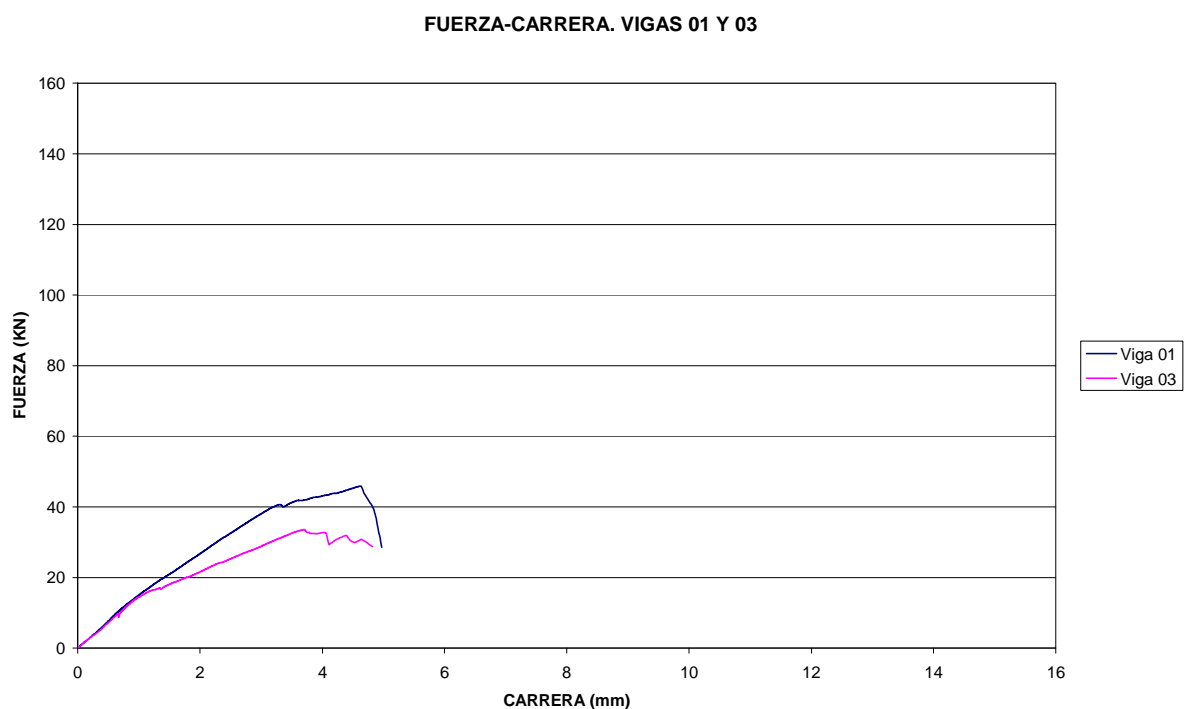


Figura 6.24. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental de las vigas números 1 y 3

Tabla 6.14. Valores experimentales del análisis de las vigas 1 y 3; carga máxima de la prensa, desplazamiento máximo a $l/3$, carga que produce el momento de fisuración, flecha para dicha carga a $l/3$ y energía absorbida durante el ensayo hasta la carga de rotura. Además se incluye el valor del cortante último calculado analíticamente.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)	Q_u (KN) Analítico
1	45,92	4,63	11,70	0,76	279,03	31,14
3	33,51	3,69	14,38	0,99	63,34	27,22

Podría pensarse que la viga número 3 debería resistir un cortante superior al de la viga 1, debido a que la capacidad mecánica del laminado de carbono es superior al del acero y a que el canto mecánico es también superior, al estar el laminado adherido en su cara inferior. Sin embargo la comparación de ambos diagramas muestra que la viga 1 es más rígida y que su cortante último es mayor. El aumento de resistencia no se puede explicar por estar realizada la viga 3 con un hormigón más resistente (38,42 MPa frente a 32,97 MPa). La causa se podría atribuir a que el laminado posee un comportamiento distinto al acero, con un módulo de elasticidad inferior, lo que supone que para la misma carga en ambas vigas la flecha en la viga número 1 es menor a la de la viga 3, lo que supone que la fisuración por cortante aparezca más tarde.

COMPARATIVA ENTRE LAS VIGAS 1 Y 6

Las vigas 1 y 6 están armadas con 2 \varnothing 10 de acero al carbono y solamente la viga número 6 dispone de una capa de refuerzo de tejido de fibra de carbono perimetral en los vanos de cortante.

Comparando las gráficas fuerza-desplazamiento de ambas vigas, mostradas en la figura 6.25, se extraen los datos reflejados en la tabla 6.15.

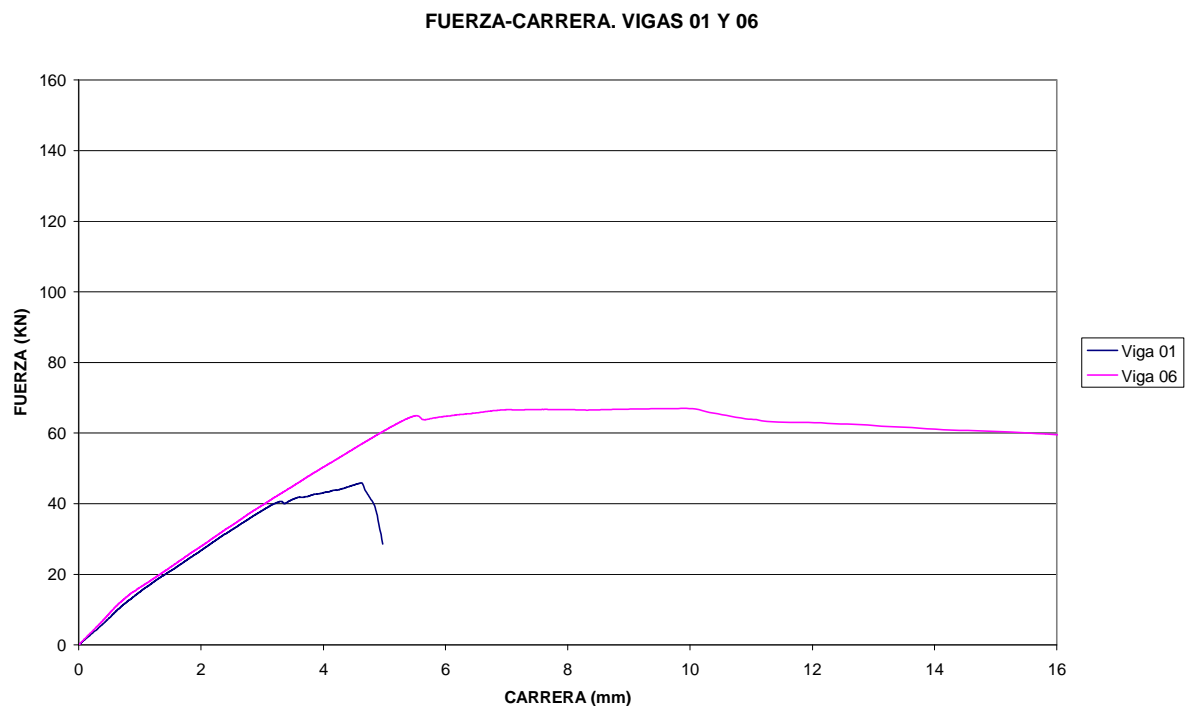


Figura 6.25. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental de las vigas números 1 y 6

Tabla 6.15. Valores experimentales del análisis de las vigas 1 y 6; carga máxima de la prensa, desplazamiento máximo a $l/3$, carga que produce el momento de fisuración, flecha para dicha carga a $l/3$ y energía absorbida durante el ensayo hasta la carga de rotura. Además se incluye el valor del cortante último calculado analíticamente.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)	Q_u (KN) Analítico
1	45,92	4,63	11,70	0,76	279,03	31,14
6	64,91	5,52	14,87	0,88	368,15	91,53

Puede comprobarse como la viga número 6 posee un comportamiento estructural completamente distinto al de la viga 1.

Mientras que la viga 1 tiene un comportamiento frágil, como corresponde a una rotura por cortante, la viga 6 posee un comportamiento significativamente más dúctil y una vez alcanzada la carga máxima, para una flecha de aproximadamente 5,5 mm, sigue desplazándose, manteniendo prácticamente el valor de la carga hasta una flecha aproximadamente tres veces superior.

COMPARATIVA ENTRE LAS VIGAS 2 Y 7

Las vigas 2 y 7 están armadas con 2 \varnothing 10 de acero al carbono, reforzadas inferiormente con laminado de carbono de 50 mm de ancho y la diferencia entre ellas es que la número 2 dispone de una capa de refuerzo de tejido de fibra de carbono perimetral en los vanos de cortante y la número 7 se ha reforzado con tres capas de tejido de fibra de carbono.

Comparando las gráficas fuerza-desplazamiento de ambas vigas, mostradas en la figura 6.26, se extraen los datos reflejados en la tabla 6.16.

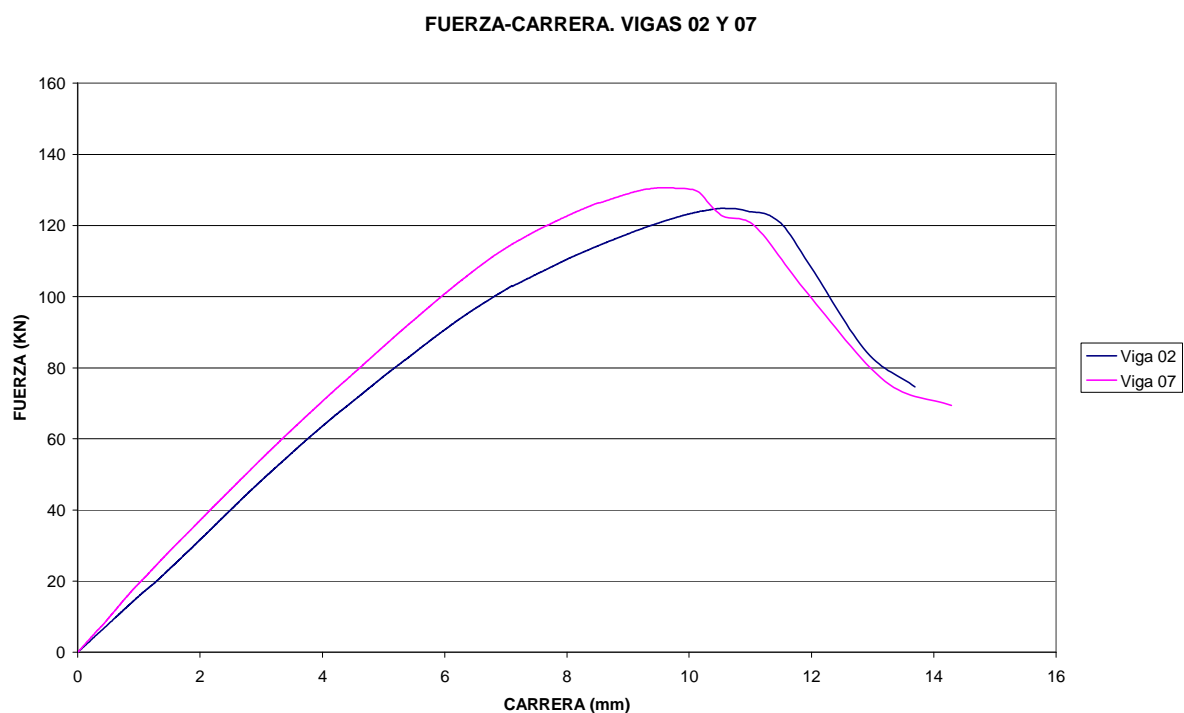


Figura 6.26. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental de las vigas números 2 y 7

Tabla 6.16. Valores experimentales del análisis de las vigas 2 y 7; carga máxima de la prensa, desplazamiento máximo a $l/3$, carga que produce el momento de fisuración, flecha para dicha carga a $l/3$ y energía absorbida durante el ensayo hasta la carga de rotura. Además se incluye el valor del cortante último calculado analíticamente.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)	Q_u (KN) Analítico
2	124,84	10,54	22,68	1,45	1.172,06	96,09
7	130,57	9,55	23,36	1,22	705,74	138,02

El comportamiento estructural de ambas vigas es muy similar. La viga 7 es algo más rígida, posiblemente debido a la menor deformación que se produce en los dos tercios extremos que poseen un refuerzo a cortante muy superior. Sin embargo ese aumento de la resistencia a cortante no se manifiesta en la carga última que es prácticamente la misma debido a que el fallo de las dos vigas se produce por flexión y no por cortante.

COMPARATIVA ENTRE LAS VIGAS 3 Y 8

Las vigas 3 y 8 están reforzadas inferiormente con laminado de carbono de 50 mm de ancho y solamente la viga número 8 dispone de una capa de refuerzo de tejido de fibra de carbono perimetral en los vanos de cortante.

Comparando las gráficas fuerza-desplazamiento de ambas vigas, mostradas en la figura 6.27, se extraen los datos reflejados en la tabla 6.17.

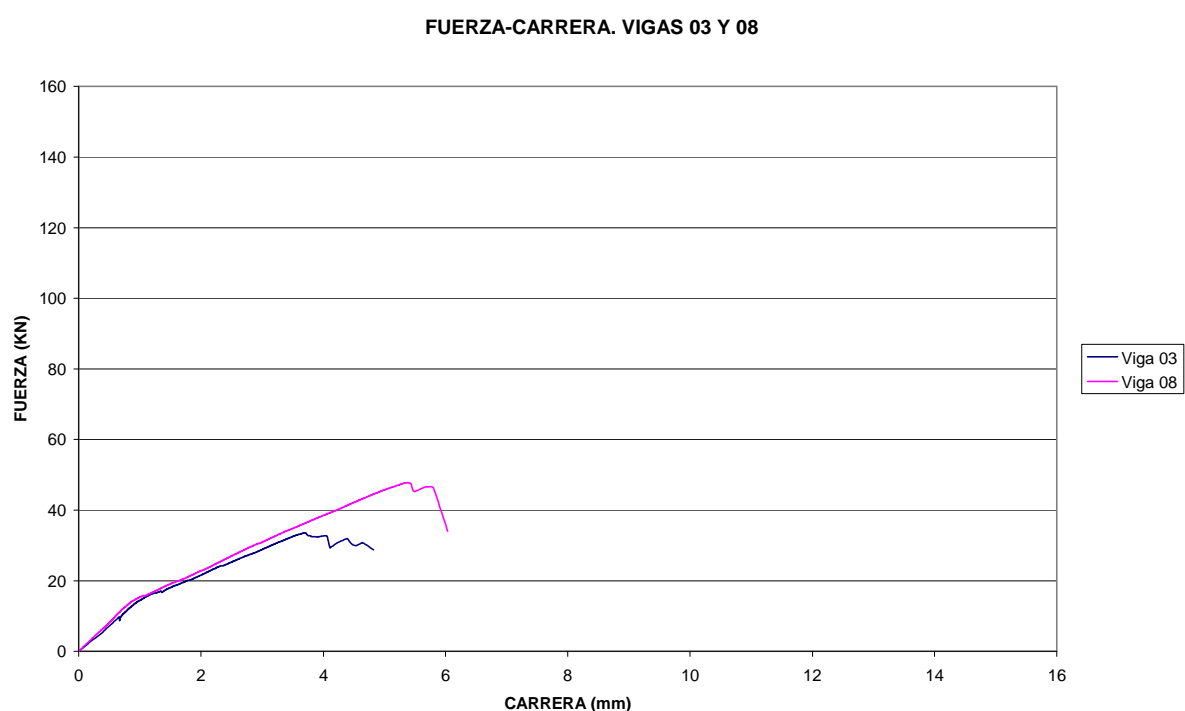


Figura 6.27. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental de las vigas números 3 y 8

Tabla 6.17. Valores experimentales del análisis de las vigas 3 y 8; carga máxima de la prensa, desplazamiento máximo a $l/3$, carga que produce el momento de fisuración, flecha para dicha carga a $l/3$ y energía absorbida durante el ensayo hasta la carga de rotura. Además se incluye el valor del cortante último calculado analíticamente.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)	Q_u (KN) Analítico
3	33,51	3,69	14,38	0,99	63,34	27,22
8	47,75	5,38	14,49	0,91	188,91	90,33

Hasta la carga de rotura de la viga 3 el comportamiento estructural de ambas vigas coincide. A partir del punto de rotura de la viga 3 la viga 8 continúa admitiendo carga con un comportamiento muy lineal hasta que se produce la rotura. Ambas vigas fallan de forma frágil.

COMPARATIVA ENTRE LAS VIGAS 4 Y 9

Las vigas 4 y 9 están reforzadas inferiormente con laminado de carbono de 100 mm de ancho y la diferencia entre ellas es que la número 4 dispone de una capa de refuerzo de tejido de fibra de carbono perimetral en los vanos de cortante y la número 9 se ha reforzado con dos capas de tejido de fibra de carbono.

Comparando las gráficas fuerza-desplazamiento de ambas vigas, mostradas en la figura 6.28, se extraen los datos reflejados en la tabla 6.18.

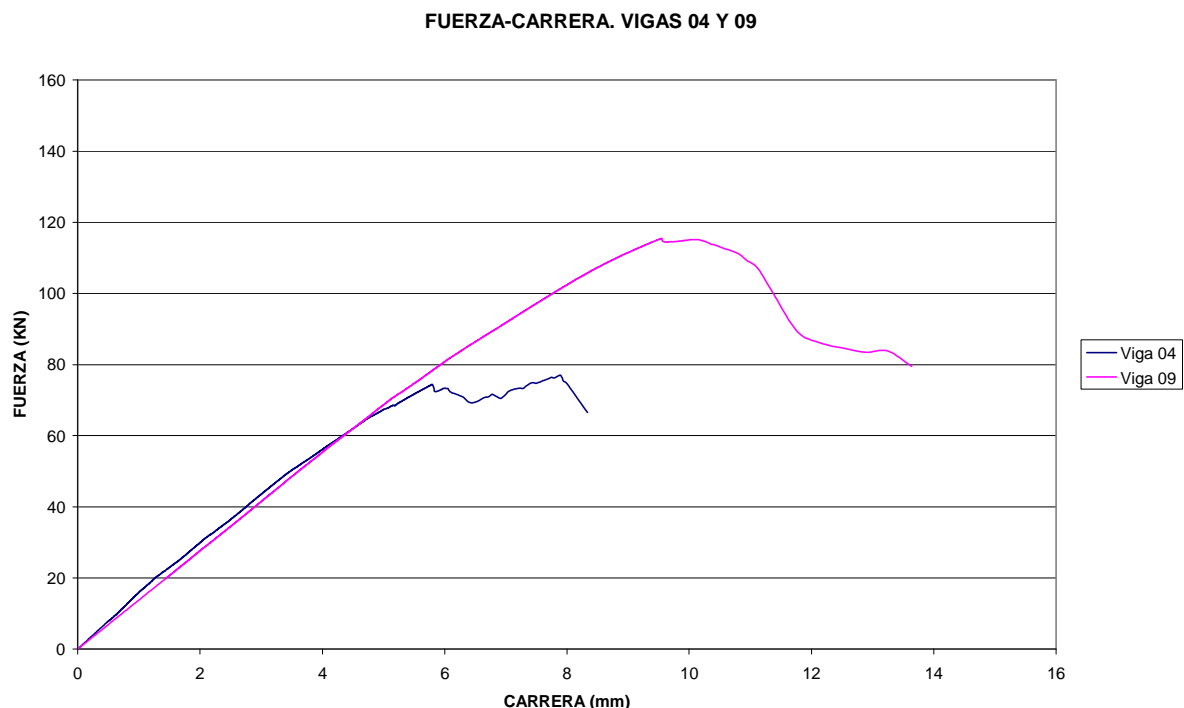


Figura 6.28. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental de las vigas números 4 y 9

Tabla 6.18. Valores experimentales del análisis de las vigas 4 y 9; carga máxima de la prensa, desplazamiento máximo a $l/3$, carga que produce el momento de fisuración, flecha para dicha carga a $l/3$ y energía absorbida durante el ensayo hasta la carga de rotura. Además se incluye el valor del cortante último calculado analíticamente. (*) En la viga número 9 la carga y el desplazamiento de fisuración no se definen de manera clara en sus diagramas respectivos.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)	Q_u (KN) Analítico
4	74,44	5,80	20,83	1,33	501,12	94,47
9 (*)	115,46	9,55			1.983,53	147,62

Las vigas 4 y 9 poseen un comportamiento idéntico hasta la carga de rotura de la viga 4. A partir de ese punto la viga 9 sigue admitiendo carga con la misma rigidez que en el tramo anterior hasta que se produce la rotura para una carga aproximadamente 40 KN superior. Puede comprobarse como la adición de otra capa de tejido de fibra de carbono mejora la resistencia de forma significativa.

COMPARATIVA ENTRE LAS VIGAS 5 Y 10

Las vigas 5 y 10 están armadas longitudinalmente con 2 \varnothing 10, reforzadas inferiormente con laminado de carbono de 100 mm de ancho y disponiéndose de

una capa de refuerzo de tejido de fibra de carbono perimetral en los vanos de cortante. La diferencia entre estas vigas es que la número 10 lleva adheridas en cada una de sus caras laterales ocho laminados de 50 mm de ancho dispuestos de manera discontinua en el vano de cortante, según la figura 4.8.

Comparando las gráficas fuerza-desplazamiento de ambas vigas, mostradas en la figura 6.29, se extraen los datos reflejados en la tabla 6.19.

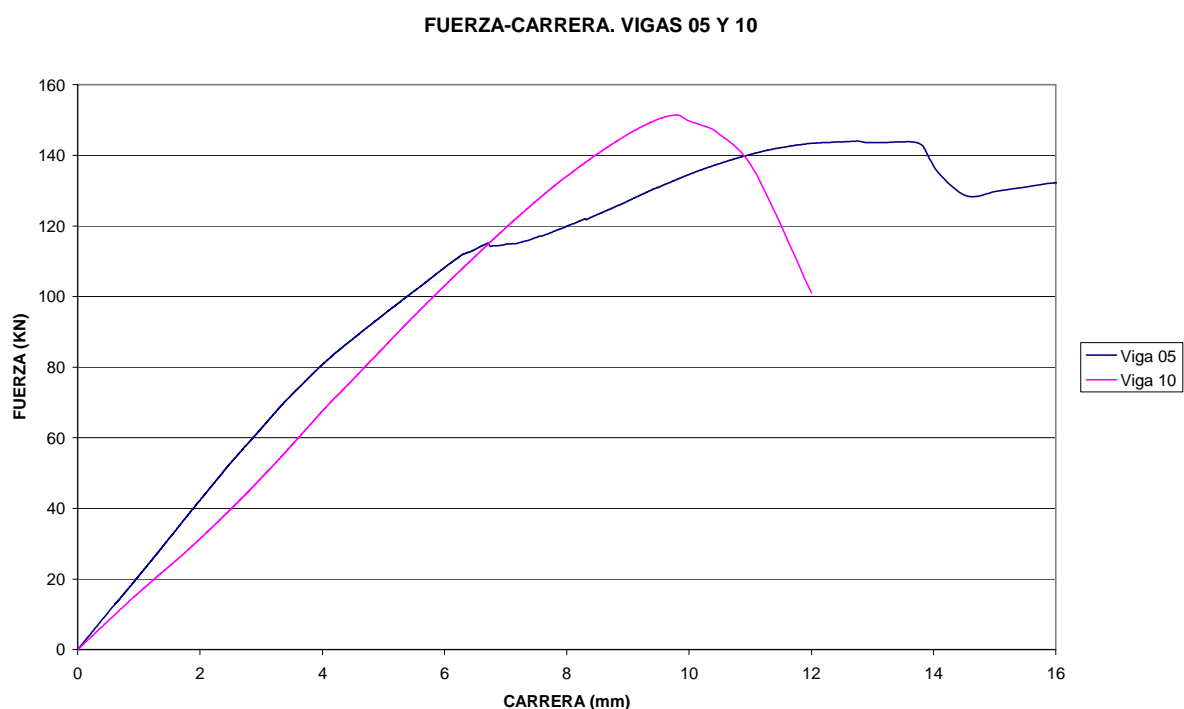


Figura 6.29. Gráfica fuerza-desplazamiento comparativa experimental de las vigas números 5 y 10

Tabla 6.19. Valores experimentales del análisis de las vigas 5 y 10; carga máxima de la prensa, desplazamiento máximo a $l/3$, carga que produce el momento de fisuración, flecha para dicha carga a $l/3$ y energía absorbida durante el ensayo hasta la carga de rotura. Además se incluye el valor del cortante último calculado analíticamente. (*) En ambas vigas la carga y el desplazamiento de fisuración no se definen de manera clara en sus diagramas respectivos.

VIGA	Q_u (KN)	f (mm) $l/3$	Q_{fis} (KN)	f_{fis} (mm) $l/3$	E (KNm)	Q_u (KN) Analítico
5 (*)	144,02	12,75			1.642,30	96,96
10 (*)	151,42	9,78			1.064,76	143,09

Ambas vigas poseen un comportamiento bastante lineal hasta rotura, pero mientras la viga 10 muestra muy poca ductilidad la viga 5 experimenta enormes desplazamientos hasta que se produce su colapso.

La viga número 5 ha roto por cortante, sin embargo la enorme deformabilidad del tejido de carbono hace que la viga siga deformándose de manera importante después de alcanzar la carga de rotura.

La viga 10 posee un refuerzo a cortante superior al haberse añadido bandas verticales de laminado de fibra de carbono, lo que hace que rompa a flexión por rotura del hormigón.

7 CONCLUSIONES

La formulación existente tanto en EHE-08 como en ACI 318-08 para determinar la resistencia a cortante del hormigón es conservadora.

La formulación de ACI 318-08 para determinar la resistencia a cortante del hormigón es más conservadora que la aportada por la EHE-08.

Las vigas reforzadas a cortante con tejido de fibra de carbono poseen una ductilidad superior a la de las vigas sin reforzar.

En todos los casos, la rigidez prevista hasta la fisuración y obtenida analíticamente es superior a la obtenida experimentalmente.

Las vigas ensayadas han resultado ser menos rígidas de lo previsto en la formulación analítica.

El refuerzo a cortante mediante tejido de fibra de carbono es altamente eficaz. En las vigas donde está prevista la rotura por flexión se produce esta, sin fallar a cortante.

El duplicar o triplicar los refuerzos de tejido de carbono no aumenta en la misma proporción la resistencia del elemento reforzado, pero si aumenta su resistencia de forma considerable.

Las vigas sin refuerzo a cortante rompen por tracción oblicua del hormigón, siendo la grieta en la viga reforzada inferiormente con laminado de fibra de carbono más vertical que la producida en la viga armada con acero.

8 FUENTES Y BIBLIOGRAFÍA

8.1 BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

- [1] AASHTO LRFD (American association of state highway transportation oficial), “Bridge design specifications and commentary”. 2000.
- [2] ACI 318-08. (American concrete institute), “Building code requirements for structural concrete and commentary”. 2008.
- [3] Ayora García, T. “Materiales para el refuerzo y rehabilitación de estructuras”. XV curso de estudios mayores de la construcción, Cemco. Madrid 2001.
- [4] Berenguel, A; Cots, C. “Empleo de fibra de carbono para incrementar la resistencia de estructuras de hormigón”. Jornadas nuevas técnicas de evaluación estructural. Rehabilitación y refuerzo de estructuras de hormigón. Grupo español de IABSE, Madrid, 1999.
- [5] Berset, J.D. “Strengthening of reinforced concrete beams for shear using frp composites”. Máster of science in civil engineering. Massachusetts institute of technology. 1992.
- [6] Calavera Ruiz, J. “Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado”. Intemac. Madrid. 1996.
- [7] Canadian Standards Association (CSA), “Design of concrete structures CSA A23.3-04”. 2004.
- [8] Cánovas, M. F. “Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con resinas epoxídicas”. Cuadernos IETCC, nº 382-383. Diciembre 1995.

- [9] CEB/FIB, “bulletin 14. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”. 2001.
- [10] CEB/FIP, “Código modelo CEB/FIP 1990 para hormigón estructural”. Bulletin d’information nº 213-214. 1993.
- [11] Comisión permanente del hormigón, “EHE instrucción de hormigón estructural”, Ministerio de Fomento, Madrid. 2008.
- [12] Comité europeo de normalización (CEN), prEN 1992-1 “eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings”. 2003.
- [13] Díaz Heredia, E. “Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos”. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. 2007.
- [14] Díaz Heredia, E. “Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos”. Cuadernos Intemac número 70. Madrid. 2008.
- [15] Fernández Cánovas, M. “Patología y terapéutica del hormigón armado”. Dossat. 1984.
- [16] Gálvez Ruiz, J. “Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado”. Hormigón y acero nº 234, pags. 19-30. 2004.
- [17] Luizaga Patiño, A.M. “Comportamiento mecánico de vigas de hormigón armado reforzadas con bandas encoladas con resinas epoxídicas”. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. 2005.
- [18] Martínez, R. “Experiencias en la utilización de laminados de material compuesto a base de fibras de carbono en el refuerzo de estructuras de hormigón”. Jornadas nuevas técnicas de evaluación estructural.

Rehabilitación y refuerzo de estructuras de hormigón. Grupo español de IABSE. Madrid. 1999.

- [19] Padilla Lavaselli, P.S. "Influencia de la distribución de carga en la capacidad resistente a cortante en elementos sin armadura transversal. Estudio teórico y experimental". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. 2009.
- [20] Pérez Caldentey, A. "Análisis de piezas sometidas a cortante con bajas cuantías de armadura longitudinal. Estudio teórico de elementos estructurales con estas características y definición de un programa experimental de investigación". Hormigón y acero. Madrid. 2004.
- [21] Recuero, A. "Refuerzo de estructuras con composites avanzados" Informes de la construcción vol. 49, nº 452. Madrid. 1997.
- [22] Recuero, A. "Perspectivas del uso de materiales compuestos de matriz polimérica en la construcción" XV curso de estudios mayores de la construcción, Cemco. Madrid 2001.

8.2 BIBLIOGRAFÍA CITADA

- [23] Adebar, P; Collins, M. "Shear strength of members without transverse reinforcement", Canadian journal civil engineering 27 (172) 445-451. 1996.
- [24] Baumann, T; Rüsch, H. "Versuche zum stadium der verdübelungswirkung der biegezugbewehrung em es stahbetonbalkens, DAfStb H210". Wilhelm und sohn, Berlín. 1970.
- [25] Clark, A.P. "Diagonal tension in reinforced concrete beams", ACI journal 48 (2) 145-156. 1951.
- [26] Collins, M.P. "Toward a rational theory for RC members in shear", ASCE structural journal 104 (4) 649-666. 1978.

- [27] Chana, P.S. "Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beam", Magazine of concrete research, vol.39. 196-204. 1987.
- [28] Evans, R.H; Marathe, M.S. "Microcracking and stress-strain curves for concrete, material and structural research and testing RILEM 1(1) 61-64. 1968.
- [29] Fenwick, R.C; Paulay, T. "Mechanism of shear resistance of concrete beams, ASCE structural journal proceedings 94 (ST 10) 2325-2350. 1968.
- [30] Gopalaratnam, V.S; Shah, S.P. "Softening response of plain concrete in direct tension", ACI structural journal 82 (3) 310-323. 1985.
- [31] Hamadi, Y; Regan, P. "Behaviour in shear of beams with flexural cracks" Magazine of concrete research 32(1) 67-77. 1980.
- [32] Hollaway, L. C. "Polymer composites for civil and structural engineering". Blackie Academic and Professional. Glasgow. Scotland. 1993.
- [33] Kani, G.N.J. "The riddle of shear failure and its solution", ACI structural journal 61(4) 441-467. 1964.
- [34] Krefeld, W.J; Thurston, C.W. "Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams". ACI structural journal 63(3) 325-344. 1966.
- [35] Kupfer, H; Mang, R; Karavesyrouglou, M. "failure of the shear zone of R. C. and P. C. girders. An analysis with consideration of interlocking of cracks" Bauingenier 58. 143-149. 1983.
- [36] Leone, M; Aiello, M.A.; Matthys, S. "The influence of service temperature on bond between FRP reinforcement and concrete". Proceedings of the 2nd fib congress. Naples. Italy. June 5-8, 2006.

- [37] Mays, G.C.; Hutchinson, A.R. "Adhesives in civil engineering". Cambridge University Press. 1992.
- [38] Meier, U. "Strengthenig of structures using carbon fiber/epoxi composites". Construct build mater 9 (6). 1995.
- [39] Mörsch, E. "Concrete-steel construction". Mc Graw Hill. New York. 1909.
- [40] Petersson, P. E. "Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials", in: TVBM-1006 (Ed.), Lund institute of technology, p. 174. 1981.
- [41] Reineck, K.H. "Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model". ACI structural journal 88 (5) 592-602. 1991.
- [42] Ritter, W. "Die bauweise hennebique", Schweizerische Bauzeitung, vol. 33. p 59-61. 1899.
- [43] Saadatmanesh, H; Eshani, M.R. "Flexural strengthening of externally reinforced concrete beams". Proc. 1st materials engineering cong, ASCE, 1990.
- [44] Talbot, A.N. "Test of reinforced concrete beams: Resistance to web stresses" Vol VI, nº 12. University of Illinois Engineering Experiment Station, Illinois, p. 86. 1909.
- [45] Tassios, T. P; Vintzeleou, E. N. "Concrete to concrete friction" Journal of structural engineering, ASCE 113 (4) 832-849. 1986.
- [46] Taylor, H. P. J. "Fhurther test to determine shear stresses in reinforced concrete beams" Cement and concrete asosiation. Londres. 1970.

- [47] Taylor, H. P. J. "The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear" ACI (Ed.), Vol SP-42, pp 43-77. Detroit. 1974.
- [48] Taylor, H. P. J. "Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate" Cement and concrete asosiation. Londres. 1970.
- [49] Taylor, H. P. J. "Shear stresses in reinforced concrete beams without shear reinforcement" Cement and concrete asosiation. Londres. 1968.
- [50] Tu, L; Kruger, D. "Engineering properties of epoxy resins used as concrete adhesives". ACI materials journal, January-february. 1996.
- [51] Vecchio, F. J; Collins, M. P. "The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear" ACI structural journal 83 (2) 219-231. 1986.
- [52] Walraven, J. C. "Fundamental analysis of aggregate interlock" ASCE structural journal 108 (11) 2245-2270. 1981.
- [53] Zsutty, T. C. "Shear strength prediction for separate categories of simple beams test" ACI structural journal 68 (2) 138-143. 1971.

9 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Una vez expuesta la investigación realizada, en función tanto del análisis del estado del arte como de las investigaciones realizadas para este trabajo, cabe indicar líneas de investigación que como complemento del contenido de este estudio podrían ser abordadas en el futuro:

- a. Estudiar la influencia de los tipos y espesores de adhesivo empleados en el refuerzo de estructuras de hormigón mediante CFRP.
- b. Comparar la eficacia de refuerzos a cortante con tejidos de fibra de carbono que envuelven completamente la viga y refuerzos que no son capaces de llegar hasta la cabeza comprimida, situación que se da con mucha frecuencia en la práctica.
- c. Estudiar la eficacia de refuerzos a cortante de secciones en “T” en las que el refuerzo quede adherido únicamente en la zona inferior.
- d. Estudiar la influencia de la armadura de cortante en la capacidad resistente a cortante en vigas reforzadas con CFRP.
- e. Estudiar la posibilidad de mejorar la resistencia de la interface de contacto entre el laminado o el tejido de carbono mediante la disposición de pernos de anclaje, estudiando su colaboración con los adhesivos normalmente empleados para adherir las fibras de carbono a las piezas de hormigón.
- f. Estudiar la influencia de esfuerzos axiales, de tracción o compresión, en la capacidad resistente a cortante de vigas reforzadas con CFRP.
- g. Estudiar la protección contra incendios de los materiales de refuerzo.